

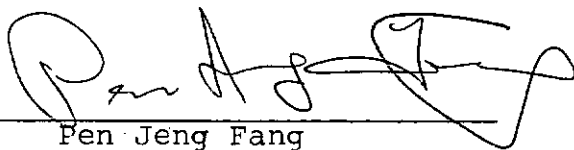
DIMENSIONAMENTO PLÁSTICO DE EDIFÍCIOS

DE ANDARES MÚLTIPLOS, EM AÇO

Pedro Emídio Teixeira de Almeida

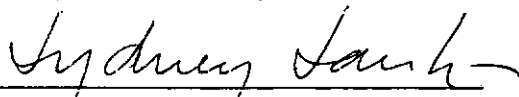
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE
JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO
DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.).

Aprovada por:

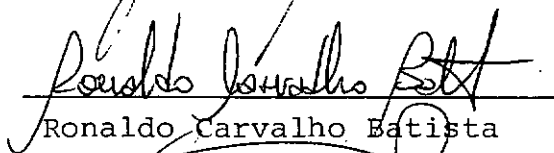


Pen Jeng Fang

(Presidente)



Sydney Martins G. dos Santos



Ronaldo Carvalho Batista



Edgardo Omar Taroco

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 1981

DE ALMEIDA, PEDRO EMÍDIO TEIXEIRA

Dimensionamento Plástico de Edifícios de Andares Múltiplos, em Aço (Rio de Janeiro) 1981.

VIII, 296 p. 29,7 cm (COPPE-UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1981).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro - Faculdade de Engenharia.

1. Dimensionamento Plástico, Estrutura Metálica, Edifício de Andares Múltiplos I. COPPE/UFRJ II. Título (série).

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Pen J. Fang, pela orientação, amizade e constante estímulo.

Aos Professores da COPPE/UFRJ, na pessoa de seu Diretor Paulo Alcântara Gomes, pelos ensinamentos ministrados.

À COBRAPI, na pessoa de seu Presidente Ubirajara Quaranta Cabral, pela oportunidade que me foi dada para frequentar o curso de pós-graduação.

À Martha de Almeida Magalhães Dias, pelo esmerado trabalho de datilografia.

À Sônia Ferreira de Magalhães Meira, pela ajuda no preparo das figuras.

SUMÁRIO

Este trabalho apresenta uma revisão da teoria do dimensionamento plástico de edifícios de andares múltiplos, em aço, e desenvolve um programa de computador que dimensiona automaticamente as colunas, vigas e contraventamentos.

O dimensionamento plástico considera a ductilidade, que é uma propriedade inerente aos aços estruturais, e a redistribuição das forças internas nas estruturas estaticamente indeterminadas que acontece quando surgem as rótulas plásticas nas regiões de grandes momentos fletores.

Nas estruturas de andares múltiplos os momentos adicionais causados pelo efeito P- Δ são também considerados.

A discussão da teoria do dimensionamento plástico e a do programa de computador são divididas em duas partes: estruturas de andares múltiplos contraventadas e as não contraventadas. As estruturas, contraventadas ou não, devem ser dimensionadas para satisfazer aos seguintes critérios:

- 1) Resistência;
- 2) Serviciabilidade.

A validade do programa é verificada para um exemplo numérico, no qual um pórtico com quatro andares e três vãos é dimensionado.

ABSTRACT

This work presents a review of the theory of plastic design of multistory steel frames and develops a computer program to implement the automatic design of column, girders and bracings.

The plastic design utilizes the ductility, which is an inherent structural steel property, and the redistribution of internal forces in statically indeterminate structures that takes place when plastic hinges develop at regions of a high bending moment.

In multistory frames, additional moments caused by the P- Δ effect must also be taken into account.

The discussion of the plastic design theory and the computer program are divided into two parts: braced multistory frames and unbraced multistory frames. The structure, braced or unbraced, must be designed to satisfy the following criteria:

- 1) Strength;
- 2) Serviceability.

The validity of the program is verified by a numerical example in which a four-story, three-bay frame is designed.

ÍNDICE

I	-	INTRODUÇÃO	1
II	-	RESISTÊNCIA DO AÇO ESTRUTURAL	5
		2.1 - Comportamento do Aço Estrutural	5
		2.2 - Resistência à Tração	8
		2.3 - Resistência à Compressão	9
		2.3.1 - Peças Longas	9
		2.3.2 - Peças Curtas	9
		2.4 - Resistência à Flexão	11
		2.5 - Fator de Carga	13
III	-	VIGAS CONTÍNUAS	15
		3.1 - Mecanismo de Ruptura	15
		3.2 - Cisalhamento	16
		3.3 - Flambagem Local	17
		3.4 - Flambagem Lateral por Flexão	18
		3.5 - Flexa	19
IV	-	COLUNAS	21
		4.1 - Momento Plástico Reduzido	21
		4.2 - Fórmula Iterativa	22
		4.3 - Verificação Usando Diagramas	25
V	-	EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS CONTRAVENTADOS	28
		5.1 - Introdução	28
		5.2 - Descrição da Estrutura	29
		5.3 - Sistema do Contraventamento Vertical	30

5.3.1 - Funções e Hipóteses de Cálculo	30
5.3.2 - Efeito $P-\Delta$	31
5.3.3 - Dimensionamento do Contraventamento ..	34
VI - EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS NÃO CONTRAVENTADOS ..	40
6.1 - Conceitos	40
6.2 - Análise Preliminar	42
6.3 - Sway Subassemblage	48
VII - MÉTODO SIMPLIFICADO PARA CÁLCULO DE EDIFÍCIOS DE AN- DARES MÚLTIPLOS NÃO CONTRAVENTADOS	52
7.1 - Introdução	52
7.2 - Efeitos de Segunda Ordem	53
7.3 - Equações Básicas	54
7.4 - Curva $Q-\Delta$ de um Andar	57
7.5 - Dimensionamento das Colunas	61
7.6 - Exemplo Comparativo	63
VIII - FLAMBAGEM DE EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS CONTRA- VENTADOS	64
8.1 - Introdução	64
8.2 - Dimensionamento	65
8.3 - Verificação da Carga Crítica de Flambagem	68
8.4 - Conclusões	72
IX - PROGRAMA DE COMPUTADOR	74
9.1 - Introdução	74
9.2 - Estruturas Contraventadas	74
9.3 - Estruturas não Contraventadas	77

9.4 - Sub-Rotinas	80
9.5 - Entrada de Dados	87
9.6 - Exemplos	92
X - CONCLUSÕES	100
BIBLIOGRAFIA	103
ANEXO I (Listagens dos Programas)	107
I.1 - Exemplo <u>a</u> da seção 9.6	115
I.2 - Exemplo <u>b</u> da seção 9.6	130
I.3 - Exemplo <u>c</u> da seção 9.6	150
I.4 - Exemplo <u>d</u> da seção 9.6	170
I.5 - Exemplo <u>e-I</u> da seção 9.6	190
I.6 - Exemplo <u>e-II</u> da seção 9.6	205
I.7 - Exemplo <u>e-III</u> da seção 9.6	220
I.8 - Programa	235

I - INTRODUÇÃO

No Brasil a construção em aço tem-se limitado quase que exclusivamente à construção de prédios industriais. A construção de edifícios residenciais e de escritórios quase não existe. Este fato se deve principalmente a dois fatores:

- a) falta de perfis laminados no mercado;
- b) alto preço em relação à construção em concreto.

A falta de perfis será solucionada com a entrada em funcionamento, neste início de década, de siderúrgicas que produzirão perfis laminados. Para baixar o preço da construção em aço um dos meios é baixar o peso das estruturas. Deve-se dimensionar as estruturas em aço de uma forma mais racional, isto é, usando-se todas as propriedades do aço que apresentem vantagens. O dimensionamento plástico, quando usado, fornece estruturas de peso reduzido.

O conceito de cálculo de estruturas utilizando rótulas plásticas, é devido a KAZINCZY (1914) e KIST (1917); posteriormente GRUNING (1926) escreveu sobre ruptura de treliças. Ele e MAIER-LEIBNITZ (1928-1929) fizeram verificações experimentais e delinearam o método plástico para vigas contínuas. GIRKMAN (1931) sugeriu aplicar o método a pórticos planos; novos ensaios foram realizados por MAIER-LEIBNITZ em 1936. BLEICH escreveu trabalho em 1932 revisando o cálculo plástico tanto de pórticos como de vigas.

BAKER (1938) e equipe desenvolveram métodos simples

para cálculo plástico de pórticos mais complexos e VAN DEN BROEK (1940) utilizou a técnica que denominou "LIMIT DESIGN". A estabilidade de pórticos foi estudada por MERCHANT e sua equipe e WOOD (1956-1958). Os princípios de carga de colapso plástico foram publicados independentemente por GREENBERG & PRAGER e HORN (1949, 1950-1952); porém, já eram conhecidos desde GVOZDEV (1936-1938).

Um dos primeiros autores, nos Estados Unidos, a publicar um livro foi BEEDLE³, em 1958; contudo, seu trabalho limitou-se às vigas contínuas e pórticos de baixa altura. Nessa década a Universidade de LEHIGH tornou-se nos Estados Unidos da América (EUA) a líder nas pesquisas do dimensionamento plástico de edifícios de andares múltiplos. Como resultado de seus trabalhos o AISC², que estabelece a norma para dimensionamento de estruturas metálicas nos EUA, incluiu uma segunda parte, em 1963, que permitiu o dimensionamento de vigas contínuas e pórticos de até dois níveis pelo dimensionamento plástico.

Com o objetivo de reunir todos os trabalhos realizados neste campo a Universidade de LEHIGH resolveu realizar um congresso, em 1965, sendo o responsável o Professor DRISCOLL⁴. Esse congresso foi o marco do dimensionamento plástico de estruturas metálicas nos EUA. Em 1968 o AISI¹⁸, apresentou um trabalho para divulgação do dimensionamento plástico de edifício de andares múltiplos contraventados. O AISC², em 1969, incluiu em sua segunda parte o dimensionamento de edifícios de andares múltiplos contraventados.

A partir desse ponto vários pesquisadores começaram a estudar profundamente o dimensionamento plástico de edifícios com andares múltiplos não contraventados. Neste tipo de estrutura, em certos casos, o efeito $P-\Delta$, é o fator preponderante no dimensionamento. Como resultado destes estudos o AISC², em 1980, incluiu em sua segunda parte o dimensionamento das estruturas de andares múltiplos não contraventadas.

Esse trabalho apresenta um método simplificado para o dimensionamento de edifícios de andares múltiplos, tipo residencial ou comercial que são os encontrados mais comumente na prática, podendo ser com estruturas contraventadas e não contraventadas. As estruturas devem ser planas e regulares, com cargas concentradas somente aos nós, e cargas distribuídas aplicadas às vigas.

Um programa de computador é apresentado para dimensionar a estrutura, quando fornecidos a sua geometria, a tensão de escoamento do aço, o módulo de elasticidade e as tabelas de perfis disponíveis para as colunas, vigas e contraventamentos, no caso de estruturas contraventadas. O programa fornece o material das colunas, vigas e contraventamentos, e as cargas nas fundações.

O programa usa para o cálculo dos esforços das barras, no caso de estruturas não contraventadas, um método que é a simplificação daquele apresentado por DANIELS¹ (THE SUBASSEMBLAGE METHOD). O método simplificado apresenta valores aceitáveis para as estruturas que tenham certas limitações (vide

Capítulos VII e VIII); contudo, nas estruturas encontradas na prática estas limitações são normalmente obedecidas.

O programa verifica a estrutura segundo dois critérios:

- a) Resistência - a estrutura só deve desenvolver um mecanismo de colapso quando submetida à carga vertical última e/ou à carga combinada última. A estrutura é também verificada em relação à sua estabilidade.
- b) Servicibilidade - a estrutura deve ser suficientemente rígida para evitar as deformações excessivas quando submetidas às cargas de trabalho.

Este trabalho é dividido basicamente em três partes, a saber:

- a) Capítulos II, III e IV - fornecem uma revisão do dimensionamento dos elementos da estrutura, segundo o AISC².
- b) Capítulos V, VI e VII - são os referentes ao cálculo dos esforços nas estruturas contraventadas e não contraventadas. O capítulo V mostra a teoria para o cálculo de estruturas contraventadas e o de número VI para as não contraventadas. O capítulo VII apresenta o método simplificado para cálculo de estruturas não contraventadas e o VIII mostra os resultados das pesquisas realizadas com estruturas não contraventadas em relação à respectiva flambagem total.
- c) Capítulo IX - apresenta o programa de computador com a explicação de todas as sub-rotinas, com as entradas e saídas.

II - RESISTÊNCIA DO AÇO ESTRUTURAL

2.1) COMPORTAMENTO DO AÇO ESTRUTURAL

O dimensionamento plástico leva em consideração a propriedade que constitui a característica fundamental do aço estrutural, isto é, sua ductilidade. Pode-se verificar a ductilidade do aço examinando a curva tensão-deformação, obtida de um ensaio de tração ou compressão.

A figura (II-1) apresenta os diagramas tensão-deformação de um aço estrutural típico (A36).

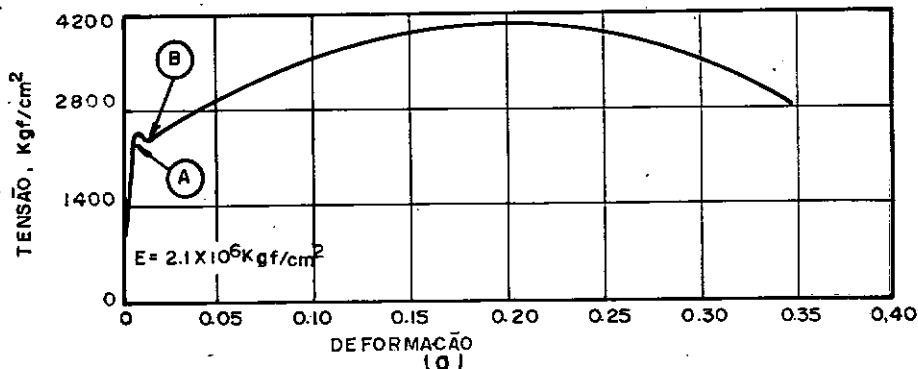
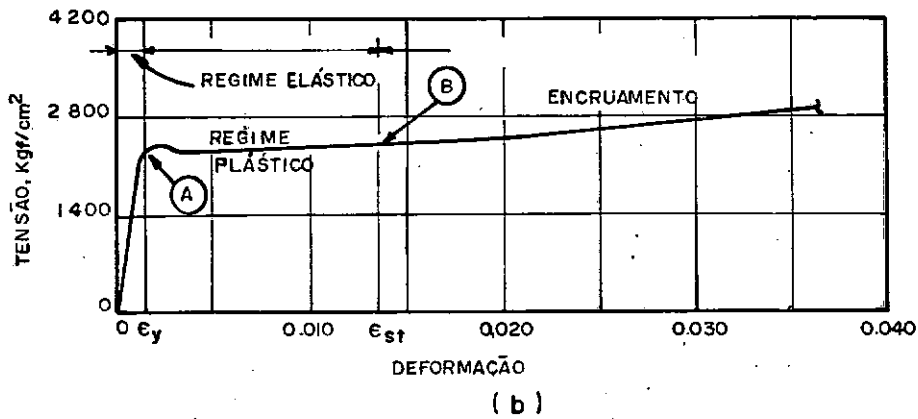


FIGURA II-1

Estes diagramas serão representados através de uma forma idealizada por duas linhas retas - figura (II-2). Esta forma de representação é característica dos materiais elasto-perfeitamente plásticos. Esta hipótese será usada para o dimensionamento dos elementos estruturais. O encruamento do aço não será considerado, constituindo-se desta forma num fator adicional de segurança, pois, o material ainda tem uma reserva de resistência.

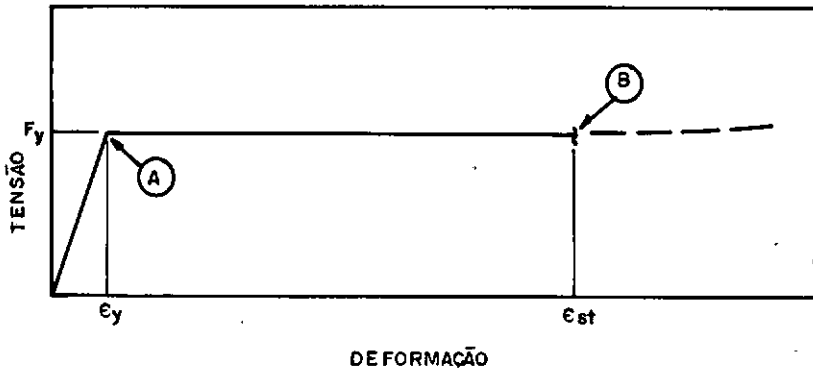


FIGURA II - 2

Na figura (II-2) podem-se verificar dois diferentes estágios. No primeiro, até a tensão de escoamento, F_y , o material é elástico. Após a tensão de escoamento o material pode teoricamente deformar-se indefinidamente, sem variar a tensão; contudo, isto não ocorre. Quando a deformação chega à região de encruamento, para que haja um aumento na deformação é necessário um incremento na tensão.

Levando-se em consideração o diagrama tensão-deformação, pode-se concluir que a obtenção da tensão máxima numa seção de uma viga igual à tensão de escoamento não significa sua ruptura. A seção da viga tem uma reserva de resistência que depende da forma da seção transversal.

A figura (II-3) representa a distribuição de tensão

em cinco estágios de uma seção retangular de uma viga sujeita à flexão. Assume-se que cada fibra da seção transversal comporte-se como mostrado na figura (II-2) e que a seção transversal que era plana permaneça plana após a flexão.

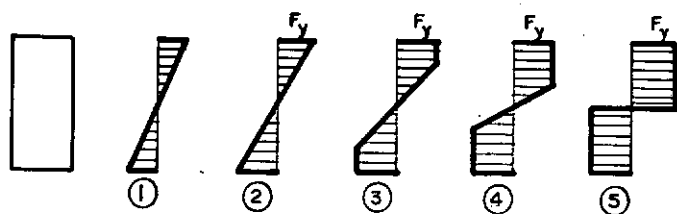


FIGURA II - 3

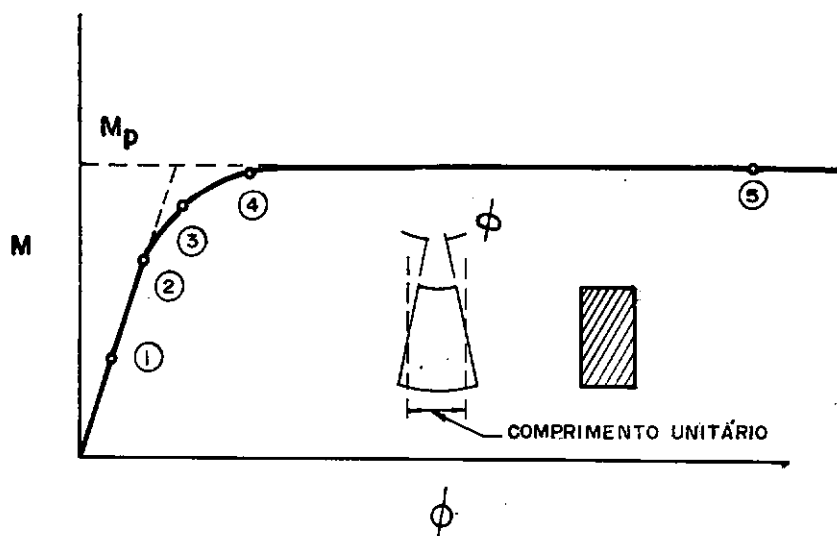


FIGURA II- 4

O diagrama momento-curvatura da seção da viga é mostrado na figura (II-4). Os pontos numerados correspondem aos cinco estágios da figura (II-3). O estágio 2 corresponde ao momento de escoamento, M_y , e o estágio 5 ao momento plástico, M_p . A forma exata do diagrama momento-curvatura entre os estágios 2 e 5 depende da forma da seção transversal; contudo, o momento aproxima-se rapidamente do valor do momento plástico, M_p , estágio 5. Neste trabalho será feita uma aproximação deste diagrama por duas linhas retas, como está mostrado na figura (II-4). Quando é feita esta aproximação, supõe-se que em torno de uma rótula plástica a peça esteja no regime elástico.

O processo da obtenção sucessiva da tensão de escoamento nas fibras quando o momento é aumentado, do estágio 2 ao estágio 5, figura (II-3), é denominado plastificação da seção transversal. Nas seções onde a plastificação ocorre, deformações relativamente grandes são suscetíveis de ocorrer sem variação de momento; em outras palavras, nestas seções surgem "rótulas plásticas".

Com a formação das rótulas plásticas existe uma redistribuição de momentos em estruturas hiperestáticas. Isto significa que podem aumentar-se as cargas, pois, outras partes da estrutura menos solicitadas podem absorver a diferença de carga, até que um número suficiente de rótulas seja formado e a estrutura comece a comportar-se como um "mecanismo". Após este estágio de carregamento os deslocamentos aumentam rapidamente, enquanto as cargas conservam-se constantes. Em outras palavras, a carga-limite plástica é alcançada.

Os aços que foram testados e são enquadrados pelo AISC², para serem usados em estruturas dimensionadas no regime plástico são: ASTM A36, ASTM A242, ASTM A441, ASTM A529, ASTM A572 e ASTM A588.

2.2) RESISTÊNCIA A TRAÇÃO

A força resistente de uma seção de aço no regime plástico sujeita a tração é dada pela fórmula:

$$P_y = F_y A \quad (\text{II-1})$$

onde

F_y = tensão de escoamento do aço;

A = área líquida da seção transversal.

Contudo, como será visto nos capítulos seguintes, o AISC², limita a força fatorada solicitante em $0.85 P_y$ para estruturas contraventadas e a $0.75 P_y$ para estruturas não contraventadas.

2.3) RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

2.3.1) PEÇAS CURTAS

Quando a peça não está sujeita a qualquer tipo de flambagem a força resistente de sua seção é:

$$P_y = F_y A \quad (\text{II-2})$$

onde

F_y = tensão de escoamento do aço;

A = área líquida da seção transversal.

O AISC² limita da mesma forma a força fatorada solicitante em $0.85 P_y$ para estruturas contraventadas e a $0.75 P_y$ para estruturas não contraventadas, tanto para peças curtas como para peças longas.

2.3.2) PEÇAS LONGAS

Quando a peça não está sujeita a flambagem local a

força resistente é dada pelo AISC², como sendo:

$$P_{cr} = 1.7 A F_a \quad (\text{II-3})$$

onde

A = área da seção transversal;

F_a = tensão admissível da peça dada pelo critério do dimensionamento no regime elástico.

O valor de F_a é definido no AISC².

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(K\ell/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(K\ell/r)}{8C_c} - \frac{(K\ell/r)^3}{8C_c^3}} \quad \text{para } K\ell/r < C_c \quad (\text{II-4})$$

onde

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad (\text{II-5})$$

ou

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23 (K\ell/r)^2} \quad \text{para } K\ell/r \geq C_c \quad (\text{II-6})$$

onde

$(K\ell/r)$ = a maior esbeltez efetiva;

E = módulo de elasticidade do aço;

F_y = tensão de escoamento do aço.

O valor de K (coeficiente de esbeltez) será considerado igual a 1.0 em estruturas contraventadas. Em estruturas não contraventadas o valor de K será calculado usando a fórmula transcendental¹⁷:

$$\frac{\operatorname{tg}(\pi/K)}{\pi/K} = \frac{6(G_a + G_b)}{\left(\frac{G_a G_b \pi^2}{K^2} - 36\right)} \quad (\text{II-7})$$

Os subíndices a e b referem-se as extremidades da peça.

onde

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}} \quad (\text{II-8})$$

no qual Σ indica o somatório de todos os membros rigidamente conectados ao nó e estando no plano em que a flambagem está sendo considerada. I_c é o momento de inércia da seção da coluna e L_c o comprimento livre da mesma. I_g é o momento de inércia da seção da viga e L_g o comprimento da viga ou outros membros que restringem o nó em questão.

Para colunas rotuladas G é teoricamente infinito; contudo, considera-se 10.0. Se a coluna é engastada, teoricamente G é zero; contudo, considera-se 1.0.

Deve-se salientar que a fórmula (II-4) leva em consideração a tensão residual^{2, 17, 22}.

2.4) RESISTÊNCIA A FLEXÃO

A resistência última à flexão de uma seção de aço é medida pelo "momento plástico", M_p , quando a peça não está sujeita a qualquer tipo de flambagem ou ação de outro esforço que

não seja a flexão.

O momento plástico é obtido quando a seção alcança o estágio 5 da figura (II-3).

O momento plástico de uma seção é dado pela fórmula $M_p = F_y Z$ (II-8), onde Z = "módulo plástico", definido como sendo a soma dos momentos das áreas em torno do eixo neutro.

O módulo plástico de uma seção de aço é função das dimensões da sua seção transversal. A figura (II-5) mostra algumas seções transversais e seus módulos plásticos.

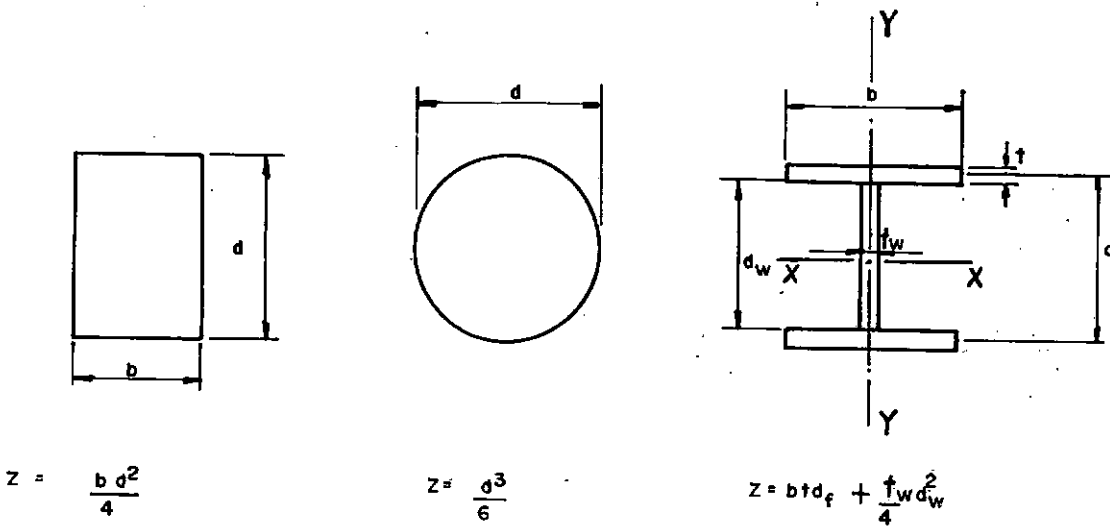


FIGURA II- 5

O "fator de forma", f , de uma seção é definido como a relação entre o módulo plástico, Z , e o módulo de seção, S . Por exemplo: o módulo de seção, S , do retângulo é $\frac{bd^2}{6}$ e o valor de $Z = \frac{bd^2}{4}$, acarretando $f = 1.5$. O fator de forma e o módulo plástico de vários perfis laminados podem ser encontrados em livros especializados^{2,3,4,7,17,18} e em catálogos, ou calculados.

Os fatores de forma dos perfis laminados nos E.U.A. estão compreendidos no intervalo 1.09 e 1.20. Adota-se neste trabalho para o valor de f , 1.12.

2.5) FATOR DE CARGA

O cálculo no regime plástico é feito em função da tensão do escoamento do aço especificado, F_y . As cargas adotadas no projeto são multiplicadas por um fator de carga para o dimensionamento da estrutura.

O código do AISC² especifica dois valores de F , dependendo do tipo da carga.

CASO I - Peso próprio mais carga acidental: fator de carga 1.7.

CASO II - Peso próprio, mais carga acidental, mais vento ou terremoto: fator de carga 1.3.

O fator de carga foi estabelecido de tal forma que se uma viga isostática for dimensionada pelo critério das tensões

admissíveis ou pelo dimensionamento plástico, fornece a mesma seção.

Pelo primeiro critério uma viga é dimensionada de tal forma que o momento máximo, M_{\max} , seja igual a $F_b S$.
onde

F_b = tensão admissível a flexão (no caso do AISC² é estabelecido que $F_b = F_y/1.5$ para seção compacta).

Pelo segundo critério uma viga é dimensionada de tal forma que o momento máximo, M_{\max} , multiplicado por um fator de carga seja igual a $M_p = F_y Z$

Logo

$$M_{\max} = F_b S = \frac{F_y}{1.5} \times S = \frac{F_y}{1.5} \times \frac{Z}{1.12} = \frac{F_y Z}{1.68} \approx \frac{M_p}{1.7}$$

Logo

$$M_p = 1.7 M_{\max} \rightarrow \text{fator de carga} = 1.7 \text{ (para o caso I)}$$

No caso II, pelo primeiro critério pode-se incrementar a tensão admissível de 1/3, isto é equivalente a reduzir 25% da carga. No segundo critério altera-se o fator de carga de 1.7 para 1.3, $1.3/1.7 = 0.765 \approx 0.75$ que lhe é equivalente.

III - VIGAS CONTÍNUAS

3.1) MECANISMO DE RUPTURA

A carga última de uma viga contínua pode ser determinada pelo mecanismo de ruptura da viga. Este conceito pode ser melhor visto na figura (III-1), que representa o histórico do carregamento da viga até a obtenção do seu mecanismo de ruptura.

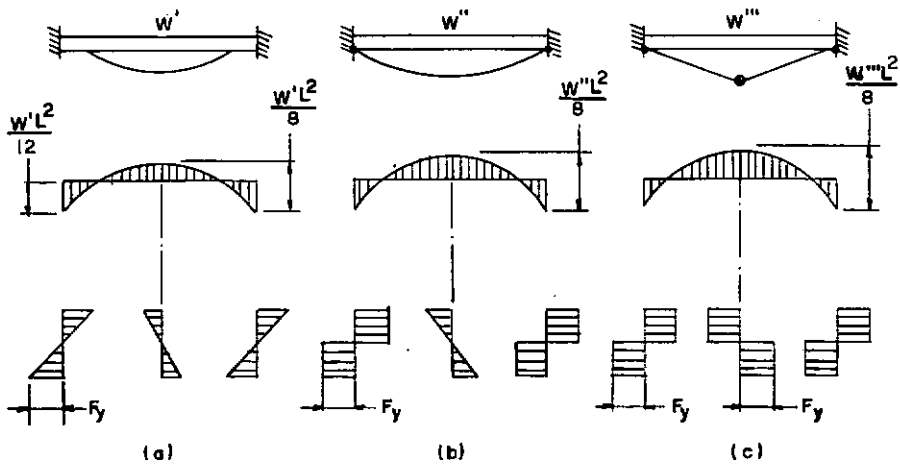


FIGURA III-1

Na figura (III-1a) pode-se verificar que a carga foi incrementada de 0 a W' . Até este ponto a viga tem um comportamento elástico, o momento nos apoios é igual a $\frac{W'L^2}{12}$ e no centro $\frac{W'L^2}{8}$.

A partir deste ponto, aumentando-se a carga o momento no apoio irá aumentar até alcançar o valor $M_p = F_y Z$. Isto ocorre quando a carga atinge W'' , figura (III-1b). Neste estágio a ligação no apoio comporta-se como uma rótula plástica, tendo ca

pacidade de aumentar sua rotação sem diminuir sua capacidade de resistência. O momento no centro da viga nesta etapa está ainda no regime elástico. Quando adiciona-se carga, o momento do centro da viga aumenta e dos apoios permanecem constantes. Quando a carga atinge o valor W''' , figura (III-1c), uma outra rótula forma-se no centro da viga, sendo este o limite de resistência da viga pela teoria do dimensionamento plástico. Neste ponto am bos os momentos positivo e negativo são iguais e totalizam $1/8 W''' L^2$. Logo, o momento plástico é a metade do total, $\frac{W''' L^2}{16}$.

O colapso da viga realmente não ocorre quando o mecanismo de ruptura está formado, devido ao encruamento do aço.

Esta capacidade de redistribuir cargas no aço é a es sência do dimensionamento plástico.

3.2) CISALHAMENTO

A presença de grande tensão de cisalhamento numa rôtu la plástica pode interferir na sua formação ou diminuir a capacidade de rotação. Contudo, testes realizados^{4, 22}, mostraram que limitando-se a um certo nível a tensão de cisalhamento não exis tirá problema. Baseado nestes testes, o AISCS² especifica:

$$V_u \leq 0.55 F_y t d \quad (\text{III-1})$$

onde:

V_u = força de cisalhamento resultante da carga fatorada.

t = espessura da alma.

d = altura do perfil.

Se a força de cisalhamento excede o valor estabelecido, dois tipos de reforços podem ser usados: chapa dupla na alma ou reforçadores em diagonal.

3.3) FLAMBAGEM LOCAL

A flambagem local das chapas da seção transversal da viga pode interferir na formação da rótula plástica ou limitar sua capacidade de rotação.

A flambagem local é a instabilidade resultante da aplicação de uma grande tensão de compressão em chapas relativamente esbeltas.

Para prevenir a possibilidade de flambagem local no dimensionamento plástico, a esbeltez da alma e a da mesa da seção devem ser limitadas. Tomando como base as fórmulas teóricas desenvolvidas e ajustadas por meio de testes, o AISCS² especifica:

a) Esbeltez da mesa, isto é, a largura (b_f) dividida pela espessura (t_f), não deve exceder aos seguintes valores:

F_y (Kgf/cm ²)	b_f/t_f
2530	17.0
2953	16.0
3163	14.8
3515	14.0
3866	13.2
4218	12.6
4569	12.0

b) Esbeltez da alma, isto é, a altura do perfil (d) dividida pela espessura da alma (t), não deve exceder aos seguintes valores:

$$b1) \quad \frac{d}{t} = \frac{3454}{\sqrt{F_y}} \quad \left(1 - 1.4 \frac{P}{P_y}\right) \text{ quando } \frac{P}{P_y} \leq 0.27 \quad (\text{III-2})$$

$$b2) \quad \frac{d}{t} = \frac{2154}{\sqrt{F_y}} \quad \text{quando } \frac{P}{P_y} > 0.27 \quad (\text{III-3})$$

sendo P = carga axial na viga.

c) Esbeltez das chapas em seção caixão ou de cobrejunta não deve exceder $\frac{1593}{\sqrt{F_y}}$. (III-4)

Com relação ao cobrejunta sua largura será considerada a distância entre os conectadores ou soldas.

3.4) FLAMBAGEM LATERAL POR FLEXÃO

A mesa comprimida de uma viga deve ser devidamente travada para evitar-se a tendência de flambagem lateral por flexão. Para prevenir a ruptura da peça por tal flambagem, antes da formação de um mecanismo de ruptura são necessários contraventamentos laterais nos pontos onde formam-se as primeiras rótulas. Além do mais, também é necessário contraventar a peça a uma certa distância destas rótulas, para que se possa permitir a sua rotação sem que haja a flambagem lateral da peça.

O AISC² especifica que a distância não contraventada, ℓ_{cr} , das rótulas para outros pontos contraventados não deve

exceder os seguintes valores:

$$a) \quad \frac{l_{cr}}{r_y} = \frac{96632}{F_y} + 25 \quad \text{quando} \quad 1.0 > \frac{M}{M_p} > -0.5 \quad (\text{III-5})$$

$$b) \quad \frac{l_{cr}}{r_y} = \frac{96632}{F_y} \quad \text{quando} \quad -0.5 \geq \frac{M}{M_p} > -1.0 \quad (\text{III-6})$$

onde

r_y = raio de giração da peça em torno do eixo de menor inércia.

M = o menor dos momentos nas extremidades do comprimento não contraventado.

M/M_p = relação dos momentos extremos: positiva quando a peça está flexionada em curvatura dupla e negativa quando em curvatura simples.

F_y = tensão de escoamento do aço em Kgf/cm².

A especificação acima não é aplicada no ponto de formação da última rótula, nem quando a peça tem o seu plano de inércia mais forte (Y-Y) normal ao plano de flexão. Contudo, no ponto da última rótula, e em regiões não adjacentes às rótulas plásticas, a distância máxima entre pontos não contraventados deverá ser tal que satisfaça às condições do dimensionamento elástico. (Fórmulas 1.5-6a, 1.5-6b ou 1.5-7, como também 1.6-1a e 1.6-1b do AISC²). Para estes casos os valores da tensão axial e de flexão solicitante serão calculados sem o fator de carga.

3.5) FLEXA

A flexa na viga devida à carga acidental deve ser limitada, para evitar fissuras no piso ou impressão desagradável

provocada por excesso de deformação. O AISC² estabelece que a flexa devida à carga acidental deve ser menor que 1/360 do vão. Obedecido este limite, os efeitos indesejáveis serão evitados, com excessão de possível vibração. Este limite constitui, entre tanto, um problema de julgamento, e a decisão final cabe ao engenheiro ou arquiteto. A flexa devida ao peso próprio pode ser evitada dando-se uma contraflexa na viga.

Para evitar cálculo mais apurado da flexa, supõe-se conservativamente que o momento máximo positivo é igual ao máximo negativo. Esta hipótese é válida para carga uniformemente distribuída.

Com esta simplificação pode-se calcular a flexa pela seguinte equação:

$$\delta = \frac{1}{192} \frac{W L^4}{E I} \quad (\text{III-7})$$

onde

δ = flexa

W = carga acidental uniformemente distribuída

L = vão da viga

I = momento de inércia da viga

E = módulo de elasticidade

IV - COLONAS4.1) MOMENTO PLÁSTICO REDUZIDO

A figura (IV-1a) mostra o diagrama de tensões no regime plástico de uma seção sujeita a carga axial e a momento. A magnitude de cada efeito pode ser ilustrada dividindo-se o diagrama em duas partes: figuras (IV-1b) e (IV-1c). Pode-se notar que a parte central, figura (IV-1b), representa a força de compressão; e a parte externa, figura (IV-1c), representa as forças de compressão e tração devidas ao momento.

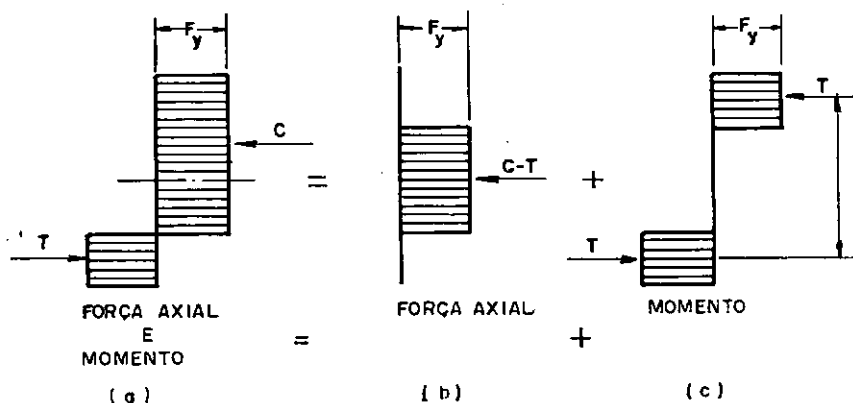


FIGURA IV-1

Usando-se esta configuração, pode-se deduzir as expressões do momento plástico reduzido para a seção H com flexão em torno do maior eixo da seção (XX) e do menor (YY). Comparando-se as expressões para uma gama variada de perfis, pode-se apresentar estas expressões de uma forma simplificada ^{4,22}, como mostrado a seguir.

a) FLEXÃO EM TORNO DO EIXO XX

$$M_{pc} = M_p \text{ para } 0 \leq P \leq 0,15P_y \quad (\text{IV-1})$$

$$M_{pc} = 1.18 \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) M_p \text{ para } 0.15 P_y \leq P \leq P_y \quad (\text{IV-2})$$

b) FLEXÃO EM TORNO DO EIXO YY

$$M_{pc} = M_p \text{ para } 0 \leq P \leq 0.4 P_y \quad (\text{IV-3})$$

$$M_{pc} = 1.19 \left[1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^2\right] M_p \text{ para } 0.4 P_y \leq P \leq P_y \quad (\text{IV-4})$$

onde

M_{pc} = momento plástico reduzido devido à carga axial em colunas curtas.

$$M_p = Z F_y$$

P = carga fatorada na seção

$$P_y = F_y A$$

4.2) FÓRMULA ITERATIVA

Como na prática encontram-se de uma forma geral peças submetidas à compressão e à flexão, com grandes comprimentos sem travamento, o AISC² especifica o seguinte:

"No plano de flexão das colunas que irão desenvolver rótulas, a esbeltez efetiva Kl/r , não deve exceder C_c , como especificado na fórmula (II-5).

A resistência máxima à compressão deverá ser tal que $P_{cr} = 1.7 A F_a$, como especificado na fórmula (II-3).

As peças sujeitas a carga axial e flexão devem ser dimensionadas para satisfazer às seguintes fórmulas:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1 - \frac{P}{P_e}) M_m} \leq 1.0 \quad (\text{IV-5})$$

e

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18 M_p} \leq 1.0 \quad \text{e} \quad M \leq M_p \quad (\text{IV-6})$$

sendo:

$M_m = M_p$ para colunas contraventadas no plano XX (IV-7),

e em caso contrário:

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(\ell/r_y) \sqrt{F_y}}{26491} \right] M_p \leq M_p \quad (\text{IV-8})$$

onde:

M = momento máximo aplicado (fatorado)

P = força axial aplicada (fatorada)

P_e = carga de flambagem de Euler:

= $(23/12) A F'_e$ onde: F'_e é a tensão admissível de flambagem de Euler. $F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23 (K\ell/r)^2}$ no plano de flexão

M_m = momento máximo a que a peça pode resistir na ausência de carga axial.

C_m = coeficiente que depende do tipo de estrutura, se contraventada ou não, e do tipo de carga aplicada à peça.

A figura (IV-2) apresenta os quatro valores possíveis de C_m .

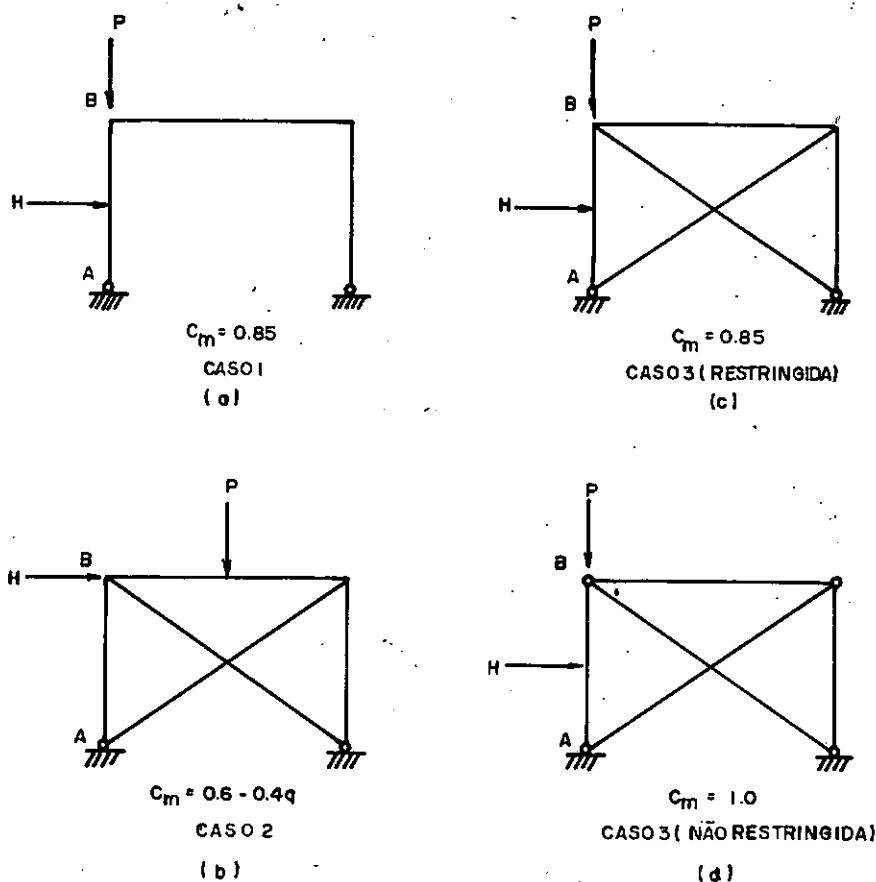


FIGURA IV - 2

CASO 1. Peças em estruturas não contraventadas, como AB na figura (IV-2a): $C_m = 0.85$

CASO 2. Colunas em estruturas contraventadas, como AB na figura (IV-2b): $C_m = 0.6 - 0.4 q$; porém, nunca menor que 0.4. onde $q = \frac{M_1}{M_2}$ é a relação entre o menor e o maior momento aplicado às extremidades da peça. O valor de q é positivo quando a peça tem curvatura dupla e negativo em curvatura simples.

CASO 3. Viga-coluna em estruturas contraventadas sujeitas a

carga transversal. Se a peça tem restrição à rotação, figura (IV-2c), $C_m = 0.85$. Em caso contrário, figura (IV-2d), $C_m = 1.0$.

4.3) VERIFICAÇÃO USANDO DIAGRAMAS

Quase todas as publicações^{1,3,4,18,19,22}, que tratam do dimensionamento plástico apresentam diagramas para evitar o uso da fórmula iterativa mostrada na seção anterior.

Como em geral as colunas não podem ser consideradas "curtas", estas podem alcançar a ruptura antes do momento aplicado atingir M_{pc} . Os dois tipos possíveis de ruptura são: a ruptura no plano de flexão (IPB) e a devida à flambagem lateral com torção (LTB).

Ambas dependem dos seguintes parâmetros:

1. Tensão de escoamento do material, F_y .
2. Coeficiente de esbeltez, $K\ell/r$.
3. Relação P/P_y .
4. Valores dos momentos extremos.
5. Valor de q .

A ruptura do tipo IPB ocorre quando a coluna é contraventada no plano XX e a do tipo LTB quando não existe este contraventamento.

As figuras (IV-3) e (IV-4) apresentam os diagramas encontrados em tais literaturas.

FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO

A 36

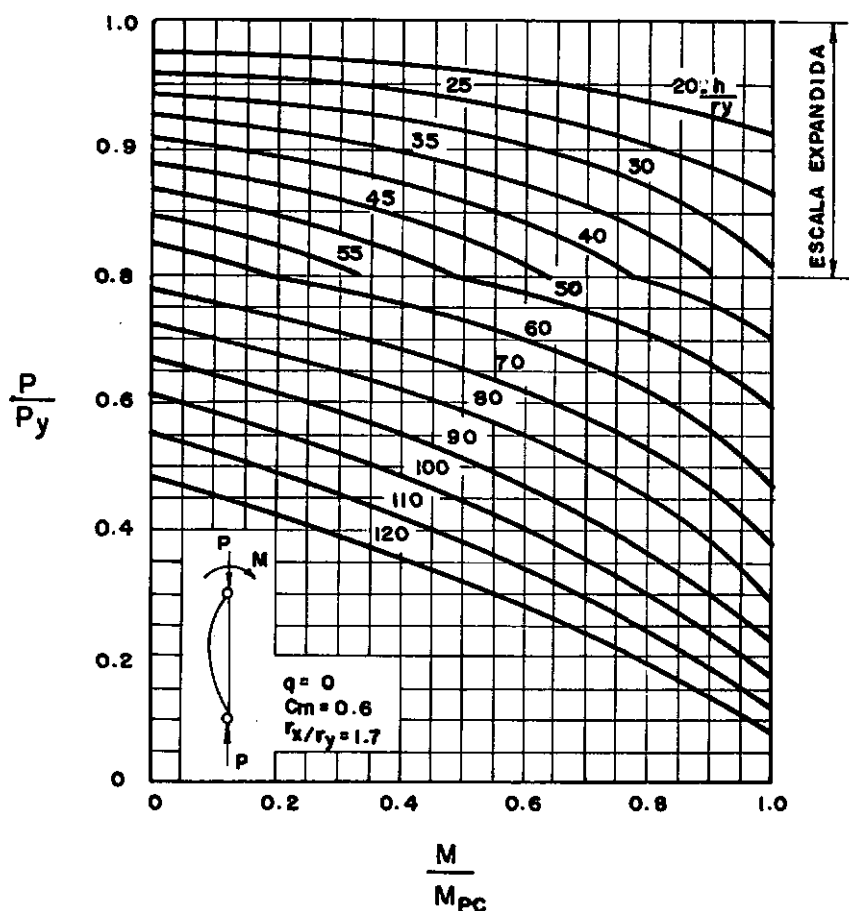


FIGURA IV-3

FLEXÃO NO PLANO

A-36

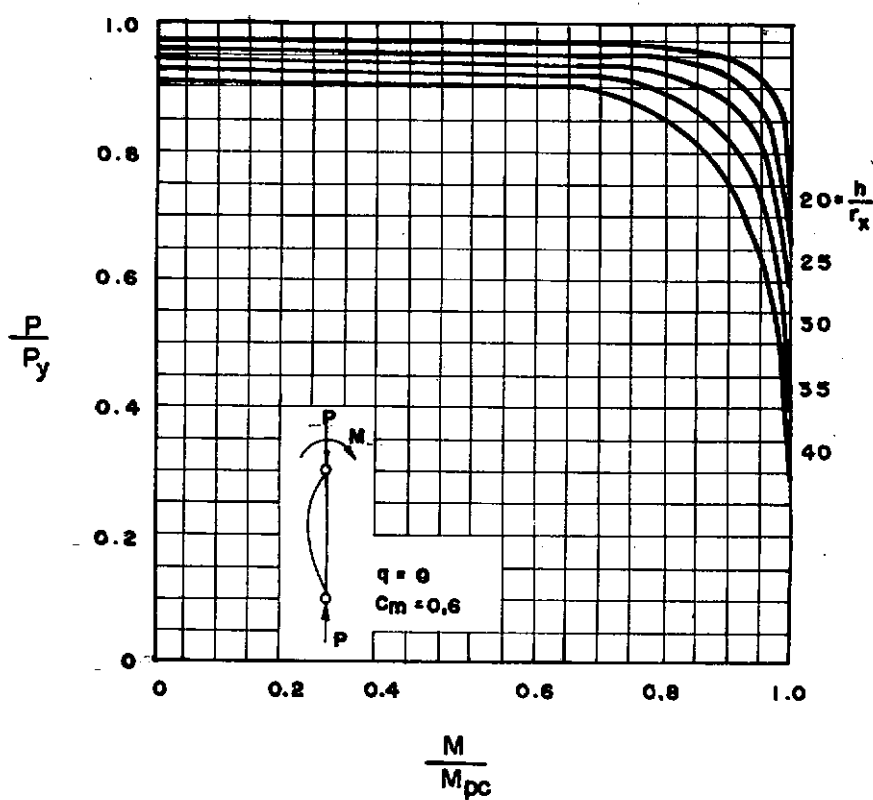


FIGURA IV-4

Usam-se tais diagramas da seguinte forma:

- 1º) Com valor de q escolhem-se os diagramas para o caso LTB e o caso IPB.
- 2º) Conhecida a coluna a ser verificada, calcula-se $P/P_y, K\ell/r_x, K\ell/r_y$. Entra-se nas curvas e tira-se M/M_{pc} para ambos os casos, escolhendo-se o menor valor.
- 3º) Conhecido M/M_{pc} , calcula-se M_{pc} e em seguida M . Se os momentos nas extremidades da coluna forem menores que M a seção escolhida é satisfatória; caso contrário, deve-se aumentar a seção.

V - EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS CONTRAVENTADOS

5.1) INTRODUÇÃO

Nos edifícios de andares múltiplos, quando calculados pelo método plástico, os efeitos secundários não podem ser desprezados. As equações de equilíbrio devem ser formuladas na configuração deformada.

O momento secundário provocado pela ação da carga vertical através do deslocamento lateral da estrutura pode alterar significativamente o equilíbrio da estrutura indeformada. O momento secundário acima referido será chamado de efeito P- Δ . Sua tendência é reduzir a resistência e a rigidez da estrutura para resistir à carga vertical e à lateral, podendo levar à instabilidade.

Com o propósito de analisar e descrever o comportamento estrutural, classificam-se os edifícios em dois tipos:

- a) Edifícios contraventados: onde o contraventamento vertical tem a função de resistir às cargas laterais; à tendência de flambagem da estrutura; e à tendência de "instabilidade" da estrutura.
- b) Edifícios não contraventados: onde a resistência à flexão dos membros da estrutura devem desempenhar o papel do contraventamento vertical.

Neste trabalho define-se "flambagem" como sendo a instabilidade elástica da estrutura provocada pela carga verti-

cal; e "instabilidade" como sendo a instabilidade plástica provocada pela carga combinada, quando a estrutura atinge o colapso pela formação de um mecanismo.

5.2) DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

As figuras (V-1) e (V-2) apresentam os dois tipos de estruturas a serem considerados neste trabalho: não contra-ventadas, figura (V-1); e contra-ventadas, figura (V-2).

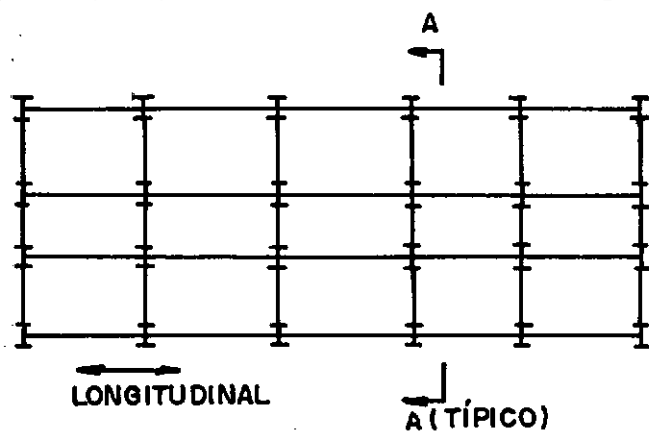
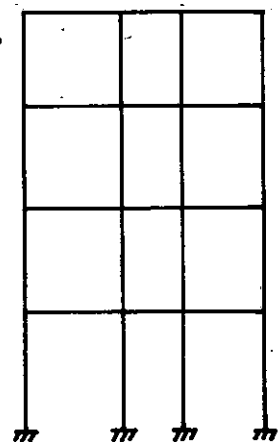
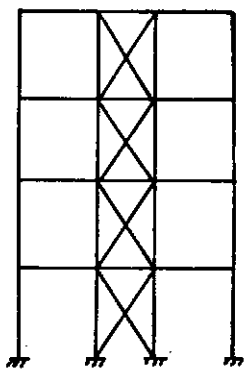


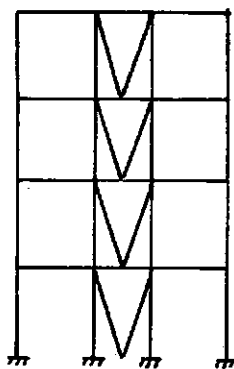
FIGURA V-1



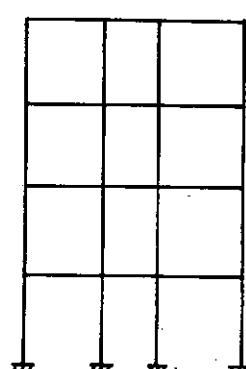
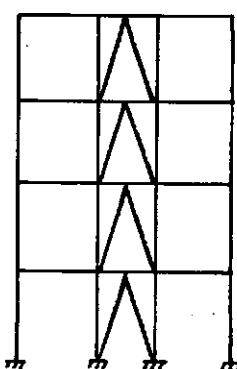
CORTE A-A



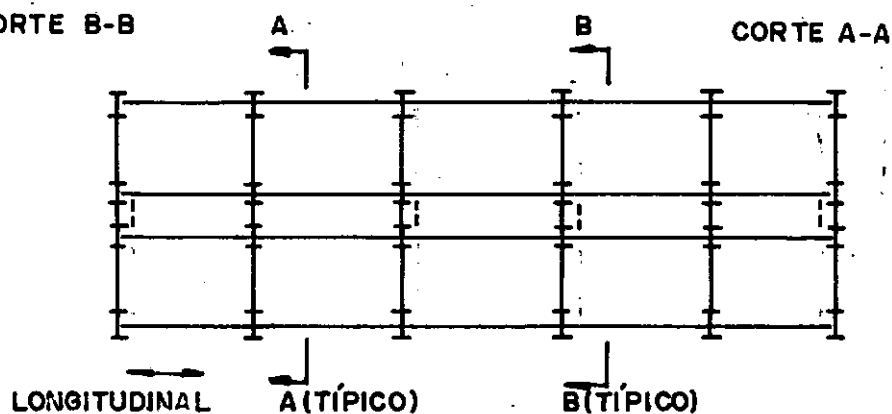
OU



OU



CORTE B-B



----- CONTRAVENTAMENTO

FIGURA V-2

Em ambos os casos a estrutura deve ser contraventada no sentido longitudinal; as vigas longitudinais devem ser ligadas às colunas por meio de conexões simples; as vigas transversais devem ser engastadas e devidamente travadas para evitar flambagem lateral devida à flexão; e a carga horizontal será considerada aplicada ao nível dos andares.

A estrutura não contraventada apresenta um só tipo de pórtico transversal, o corte AA da figura (V-1), sendo responsável pela resistência da carga vertical e transversal. O tipo contraventado, figura (V-2), pode apresentar dois tipos de pórticos transversais. Desde que os pisos dos andares tenham a capacidade de transferir cargas horizontais, não há necessidade de contraventar todos os pórticos transversais. Desta forma, o pórtico apresentado no corte AA, aqui denominado "suportado", tem a função única de suportar as cargas verticais. O pórtico no corte BB pode usar um dos três tipos de contraventamento, em X, em V ou V invertido, e sua função é a de absorver as cargas verticais e horizontais.

5.3) SISTEMA DO CONTRAVENTAMENTO VERTICAL

5.3.1) FUNÇÕES E HIPÓTESES DE CÁLCULO

Por definição chamaremos "sistema do contraventamento vertical" de um pórtico contraventado o sistema formado pelo contraventamento vertical, as colunas e as vigas compreendidas no vão contraventado.

O sistema do contraventamento vertical deve ter duas características básicas:

- a) deve ser suficientemente rígido para evitar grandes deslocamentos laterais no pórtico quando submetido às cargas laterais;
- b) deve ter resistência para evitar a instabilidade do pórtico quando submetido às cargas verticais e laterais, e evitar a flambagem do pórtico quando submetido às cargas verticais.

Para efeito de cálculo pode-se dividir o pórtico contraventado em dois sistemas:

- a) o pórtico rígido (sem deslocamento lateral);
- b) o sistema do contraventamento vertical.

As vigas e colunas do vão contraventado pertencem aos dois sistemas. O pórtico rígido é inicialmente dimensionado para suportar as cargas verticais. O sistema do contraventamento é responsável pela absorção das cargas laterais, e dá estabilidade ao pórtico.

5.3.2) EFEITO P- Δ

Uma das funções do sistema do contraventamento vertical é a de evitar instabilidade provocada pelo efeito P- Δ , que pode reduzir a resistência e a rigidez do pórtico quando submetido a carga combinada.

A figura (V-3) mostra as colunas de um andar de altu-

ra h , na configuração deformada de um pórtico contraventado. O andar está submetido à ação das cargas laterais, ΣH , e das cargas verticais, ΣP , conforme mostrado. Cada coluna deve resistir a uma parcela de momento $M + M_{\Delta}$ e de cisalhamento $Q + Q_{\Delta}$, provocados pelas cargas aplicadas, e também pelo efeito $P-\Delta$. O subíndice Δ significa que é a parcela do momento e cisalhamento produzidos pelo efeito $P-\Delta$. Considerando-se separadamente o efeito $P-\Delta$, as colunas devem resistir a um momento igual a $\Sigma P \Delta$.

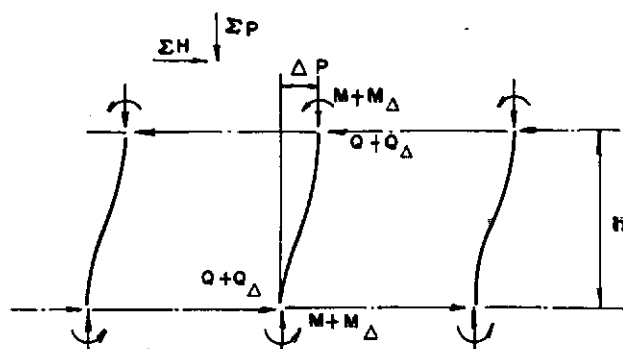


FIGURA V-3

Para equilibrar este momento as colunas reagem com momentos em suas extremidades M_{Δ} e cisalhamento Q_{Δ} , conforme mostra a figura (V-3). Da condição de equilíbrio tem-se $\Sigma P \Delta = \Sigma Q_{\Delta} h + \Sigma M_{\Delta}$ (V-1). Desprezando-se a rigidez à flexão do contraventamento no pórtico contraventado, o momento M_{Δ} deve ser resistido pelas vigas e colunas, e a força de cisalhamento Q_{Δ} pelo sistema de contraventamento vertical.

Do lado da segurança, pode-se considerar que todas as vigas são rotuladas. Desta forma, $M_{\Delta} = 0$.

Logo
$$\Sigma Q_{\Delta} = \Sigma P \frac{\Delta}{h} \quad (V-2)$$

O efeito $P-\Delta$ para pórticos contraventados pode ser representado como sendo uma força horizontal, ΣQ_{Δ} , no sistema do contraventamento vertical. A força horizontal total, ΣQ , a que o contraventamento vertical num andar deve resistir é a soma das forças laterais, ΣH , mais ΣQ_{Δ} .

$$\Sigma Q = \Sigma H + \Sigma Q_{\Delta} \quad (V-3)$$

Uma observação que deve ser feita é a de que ΣP é a soma de todas as cargas verticais acima do andar em consideração, em que contribuiu para o efeito $P-\Delta$. (Este conceito é mostrado na figura (V-4)). A carga vertical que contribuiu para o efeito $P-\Delta$ é obtida usando-se o conceito de área de influência. A área de influência é calculada usando-se um comprimento igual à distância entre as colunas externas do pórtico e a largura igual à média da distância entre pórticos contraventados $(S_1 + S_2)/2$.

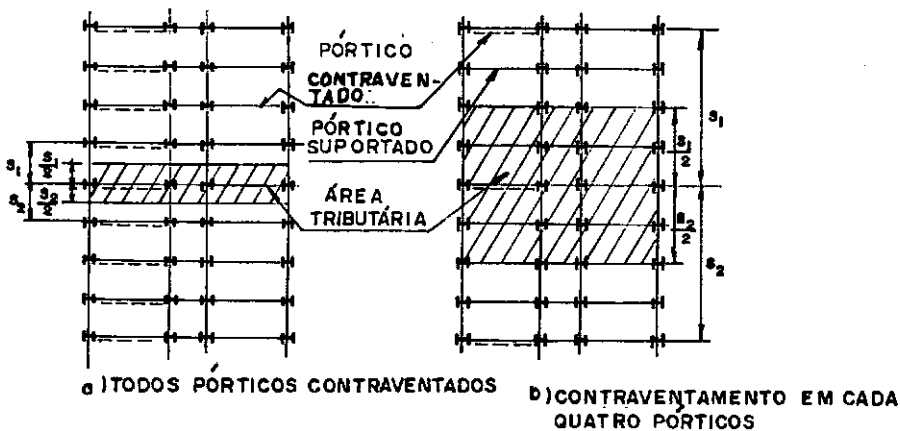


FIGURA V-4

5.3.3) DIMENSIONAMENTO DO CONTRAVENTAMENTO

O dimensionamento das vigas e colunas do sistema do contraventamento vertical é feito inicialmente com base na carga vertical, e logo após verificado para a carga combinada.

Conhecido o material das vigas e colunas, calculam-se as áreas necessárias do contraventamento para dar resistência e estabilidade ao pórtico. No contraventamento em forma X, considera-se que somente a parte tracionada trabalha.

A seguir serão apresentadas as condições de dimensionamento a serem obedecidas pelo contraventamento em X. As condições para os contraventamentos em V e V invertido são similares.

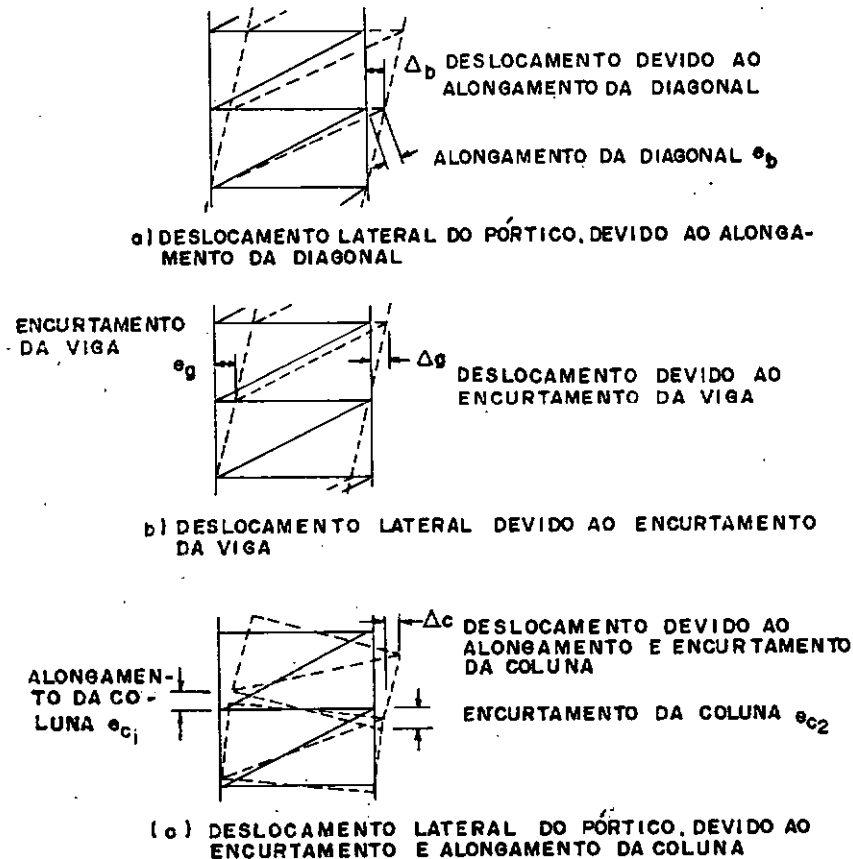
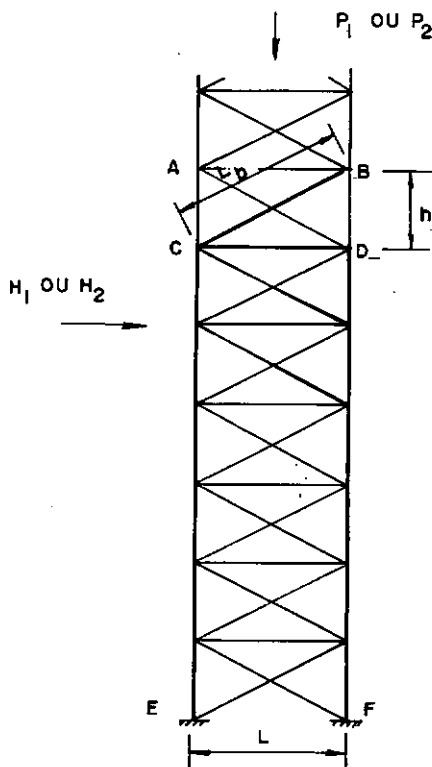


FIGURA V - 5



MEMBROS DO CONTRAVENTAMENTO VERTICAL QUE
CONTROLAM O DESLOCAMENTO LATERAL

FIGURA V-6

CONDIÇÃO 1: RESTRIÇÃO AO DESLOCAMENTO LATERAL RELATIVO DE DOIS ANDARES SUCESSIVOS, DEVIDO À CARGA DE SERVIÇO.

Considere o painel contraventado ABDC de comprimento L e altura h mostrado na figura (V-6). O deslocamento do ponto B em relação a D será determinado pelo alongamento ou encurtamento das peças mostradas com linha escura na figura (V-6). Somente a variação do comprimento dessas peças, devida às cargas laterais e o efeito $P-\Delta$, deve ser considerada.

A área necessária^{4,18,22}, A_b do contraventamento BC pode ser calculada pela fórmula:

$$A_b = \frac{F_b L_b^2 K}{E \Delta - \frac{\sigma_g L^2}{K} - E e_c h K} \quad (V-4)$$

onde:

L_b = comprimento da diagonal.

E = módulo de elasticidade.

F_b = força de tração na diagonal BC, devida à carga lateral, mais o efeito P-Δ.

e_c = soma do alongamento da coluna CE mais encurtamento da coluna DF, devida à carga lateral mais o efeito P-Δ.

σ_g = tensão de compressão na viga CD, devida à carga lateral mais o efeito P-Δ.

Δ = $\Delta_b + \Delta_g + \Delta_c$ (vide figura V-5)

K = constante, igual a 1 para contraventamento em X, e 2 para V e V invertido.

O valor de Δ será estabelecido pelo engenheiro; contudo, um valor aceitável para edifícios de andares múltiplos é $\Delta = 0,002 h$. Com o valor de Δ calcula-se a força Q_Δ . Conhecido ΣH e Q_Δ , os valores de σ_g e e_c podem ser calculados.

CONDIÇÃO 2: LIMITAÇÃO DA CARGA DE COMPRESSÃO

Para manter uma suficiente rigidez axial das peças do sistema do contraventamento vertical, sugere-se^{2,4,18,22} que a força axial em cada membro seja limitada a $0.85 P_y$, para os seguintes efeitos:

- a - Limitar a redução da rigidez axial causada pelo escoamento, isto devido à combinação da tensão normal com a tensão residual.
- b - Garantir uma reserva de capacidade para resistir aos momentos secundários no sistema do contraventamento vertical que foram desprezados considerando a hipótese das vigas virem a ser rotuladas nas colunas.
- c - Limitar a influência da flambagem lateral com torção no comportamento das peças comprimidas não travadas, no sistema do contraventamento vertical.

CONDIÇÃO 3: INSTABILIDADE PROVOCADA PELA CARGA COMBINADA

O sistema do contraventamento vertical deve ser dimensionado para evitar a instabilidade do pórtico, quando sujeito à carga combinada (fator de carga 1.3). Para um dimensionamento econômico considera-se que a tensão em todas as peças do contraventamento é $0.85 F_y$. Com referência às figuras (V-5) e (V-6), a área necessária^{4,18,22} da diagonal BC pode ser calculada como:

$$A_b = \frac{L_b}{0.85 F_y L} \Sigma H_1 + \left(\frac{K L_b^3}{EhL^2} + \frac{L_b \sigma_g}{0.85 F_y EhK} + \frac{K L_b e_c}{0.85 F_y L^2} \right) \Sigma P_1 \quad (V-5)$$

onde:

ΣH_1 = força de cisalhamento no andar devida à carga lateral (fator de carga 1.3).

ΣP_1 = carga vertical total acima do andar que contribui para o efeito P-Δ (fator de carga 1.3).

Os outros termos foram definidos na seção anterior.

Neste caso não se conhece Δ ; logo, os valores de e_c e σ_g não podem ser calculados. Uma primeira aproximação, para calcular os valores σ_g e e_c é considerar que as áreas das diagonais são conhecidas, e iguais às áreas calculadas pela condição 1 e com tensões de $0.85 F_y$.

Por esta forma calculam-se as áreas necessárias para satisfazer esta condição. Se estas forem menores que as supostas, as calculadas pela condição 1 serão predominantes. Se a condição 3 fornecer áreas maiores, deve-se recalculá-las usando-se estas no cálculo de e_c e σ_g , até que as áreas supostas se tornem maiores ou iguais às calculadas.

CONDIÇÃO 4: FLAMBAGEM PROVOCADA PELA CARGA VERTICAL

O sistema do contraventamento vertical deve ser dimensionado para evitar a flambagem do pórtico quando sujeito a carga vertical (fator de carga 1.7). O cálculo da área necessária do contraventamento BC relativo a figura (V-6) é semelhante à condição 3, com a diferença de que não existe a carga horizontal e o fator de carga é 1.7. Logo, a área necessária^{4, 18, 22} é:

$$A_b = \left(\frac{KL_b^3}{EhL^2} + \frac{L_b\sigma_g}{0.85 F_y EhK} + \frac{KL_b e_c}{0.85 F_y L^2} \right) \Sigma P_2 \quad (V-6)$$

onde

ΣP_2 = carga vertical total acima do andar que contribui para o efeito P- Δ (fator de carga 1.7).

Os outros termos foram definidos na condição 3, e as hipóteses são as mesmas para o cálculo de e_c e σ_g .

CONDIÇÃO 5: LIMITAÇÃO DA ESBELTEZ

O AISC² especifica uma limitação no comprimento de flambagem das peças comprimidas e tracionadas. A esbeltez das peças comprimidas devem ser menor que 200 e das tracionadas menor que 300.

VI - EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS

NÃO CONTRAVENTADOS

6.1) CONCEITOS

A estrutura não contraventada deve resistir aos seguintes carregamentos:

- a) cargas verticais;
- b) cargas verticais e laterais, mais as cargas devidas ao efeito $P-\Delta$.

A estrutura deve ter rigidez suficiente para manter os deslocamentos laterais, quando sujeita às cargas de trabalho, dentro de limites toleráveis. Neste tipo de estrutura a rigidez e a resistência são desenvolvidas exclusivamente pelas vigas e colunas.

No dimensionamento plástico as cargas de trabalho são multiplicadas por um fator de carga para que se obtenham as cargas últimas de projeto. Como o fator de carga para cargas verticais é maior do que para cargas combinadas, os andares superiores serão dimensionados com base no primeiro carregamento (onde a carga lateral é pequena). Nos andares inferiores a carga lateral torna-se importante e o dimensionamento é baseado na carga combinada.

O dimensionamento preliminar da parte do pórtico onde a carga vertical é predominante é feito de forma direta. As peças do pórtico são dimensionadas, considerando-se que a estru-

tura é travada, evitando-se deslocamentos laterais.

Na região onde a carga combinada é fator preponderante o dimensionamento não é tão simples. As peças do pórtico devem resistir ao efeito $P-\Delta$, que não é conhecido. Um possível dimensionamento preliminar é considerar conhecido o deslocamento Δ e dimensionar as peças para resistir às cargas combinadas mais os esforços que possam surgir devidos ao efeito $P-\Delta$. O pórtico é então analisado para verificar sua rigidez e resistência ao deslocamento lateral. Com esta análise feita pode-se verificar se as peças haviam sido adequadamente pré-dimensionadas; caso contrário, revisa-se o dimensionamento, que deve ser novamente analisado.

Pesquisas realizadas^{1,4,16} mostraram que o dimensionamento de edifícios de andares múltiplos não contraventados sujeitos a cargas verticais e laterais pode ser feito em três fases, quais sejam:

FASE 1: Neste estágio, o efeito $P-\Delta$, não é conhecido em cada nível. Como uma primeira aproximação, estima-se o valor de Δ para cada andar correspondente à condição de mecanismo (colapso). Os momentos devidos ao efeito $P-\Delta$ em cada andar são calculados e incluídos na equação de equilíbrio. Desta forma, faz-se uma análise preliminar do pórtico, resultando num pré-dimensionamento da estrutura.

FASE 2: Faz-se uma análise para determinar a relação força lateral-deslocamento em cada nível. Um dos métodos que podem ser

usados para achar tal relação é o conhecido como "SWAY SUBASSEMBLAGE METHOD"^{1,4,5,9,16,22} desenvolvido por DANIELS J. H., and LU, L. W.¹. Por este método as cargas verticais são aplicadas integralmente e as laterais são incrementadas até que a estrutura atinja seu ponto de instabilidade. Com esta análise realizada pode-se verificar se os momentos incluídos na fase anterior foram adequados, devido ao efeito $P-\Delta$, como também verifica-se o deslocamento lateral (carga de trabalho) e a estabilidade da estrutura.

FASE 3: Realiza-se a revisão da estrutura se esta não comportou-se como esperado. Toda revisão constitui um novo pré-dimensionamento, que deve ser reverificado a partir da fase 2.

6.2) ANÁLISE PRELIMINAR (FASE 1)

As figura (VI-1), (VI-2) e (VI-3) apresentam os conceitos necessários para fazer-se a análise preliminar. A figura (VI-1) mostra as colunas de um andar, com altura h , na configuração deformada sujeitas à carga vertical, ΣP , e à carga horizontal, ΣH .

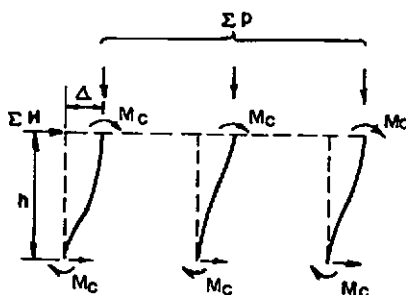


FIGURA VI-1

Admite-se que a estrutura esteja deslocada lateralmente de Δ . O somatório de momentos nas extremidades das colunas neste andar, ΣM_c , que deve equilibrar o momento causado pela carga horizontal mais o momento devido às cargas verticais na posição deslocada, pode ser calculado pela condição de equilíbrio, isto é:

$$\Sigma M_c = -(\Sigma H)h - (\Sigma P)\Delta \quad (\text{VI-1})$$

Este processo é repetido para todos os andares, começando do topo do edifício e indo até o primeiro andar. Neste estágio os valores dos momentos nas extremidades das colunas não são conhecidos, mas somente sua soma.

A figura (VI-2) mostra o equilíbrio de momentos das vigas no nível n e das colunas nos níveis n e $n-1$.

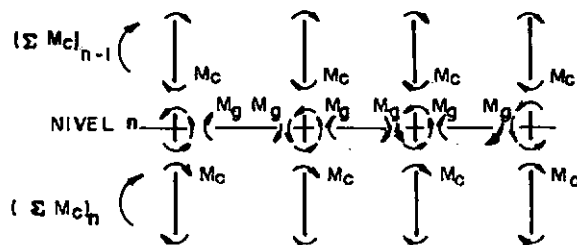


FIGURA VI-2

Como a soma dos momentos em torno de um nó deve ser zero, uma equação de equilíbrio das somas dos momentos extremos das vigas pode ser derivada em termos das somas dos momentos

extremos das colunas situados acima e abaixo do nível. É criada a hipótese de que metade da soma dos momentos extremos das colunas num andar atue no topo das colunas, e a outra metade na sua parte inferior. Isto é equivalente a assumir que as colunas tenham um ponto de inflexão à sua altura média.

A soma dos momentos, ΣM_g , em todas as vigas no nível n pode ser obtida da condição de equilíbrio baseada na figura (VI-2).

$$\Sigma M_g = - \frac{1}{2} ((\Sigma M_c)_{n-1} + (\Sigma M_c)_n) \quad (VI-2)$$

Com o objetivo de dimensionar as vigas para suportar tais momentos e aqueles causados pelas cargas verticais, devem-se considerar os diagramas de momentos apresentados na figura (VI-3).

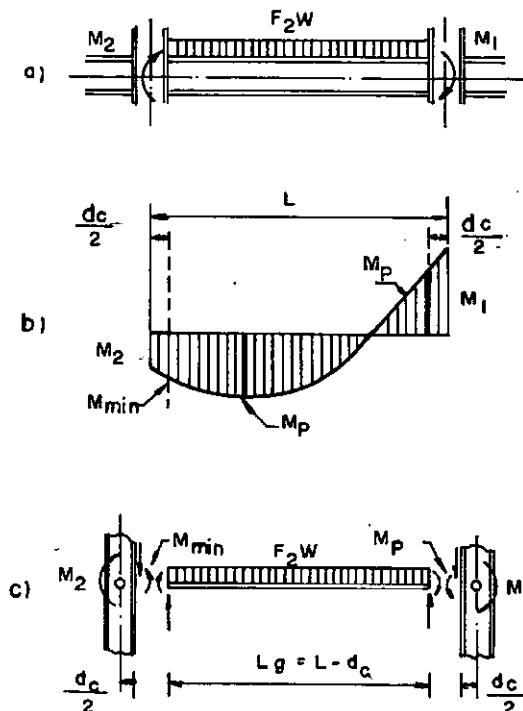


FIGURA VI-3

A viga é carregada com uma carga vertical fatorada $F_2 W$. Os momentos M_g , devido as cargas laterais e ao efeito $P-\Delta$, são representados por M_1 e M_2 no ponto de interseção das vigas com as colunas. A junta é considerada rígida entre os flanges das colunas, de tal forma que as rótulas plásticas aparecerão no vão livre, L_g . Conhecida uma das grandezas M_p ou $M_1 + M_2$, a estática nos fornece as outras grandezas. Aplicando-se as leis de equilíbrio na viga, chega-se às seguintes relações:

$$a) \quad 1.0 < \frac{F_1}{F_2} \leq 4.0 \quad e \quad \frac{d_c}{L} \leq 1.0$$

$$\frac{M_p}{M_{pm}} = \frac{F_1}{F_2} \quad \frac{M_{min}}{M_{pm}} = 8 \left(\sqrt{\frac{F_1}{F_2}} - 1 \right) - \frac{F_1}{F_2} \quad (VI-3a)$$

$$\frac{M_1}{M_{pm}} = \frac{F_1}{F_2} + 4 \frac{d_c}{L_g} \sqrt{\frac{F_1}{F_2}} \quad (VI-3b)$$

$$\frac{M_2}{M_{pm}} = 8 \left(\sqrt{\frac{F_1}{F_2}} - 1 \right) + \frac{d_c}{L_g} \left(4 \sqrt{\frac{F_1}{F_2}} - 8 \right) - \frac{F_1}{F_2} \quad (VI-3c)$$

$$\frac{M_g}{M_{pm}} = \frac{M_1 + M_2}{M_{pm}} = \frac{8}{1 - \frac{d_c}{L}} \left(\sqrt{\frac{F_1}{F_2}} - 1 \right) \quad VI-3d)$$

$$M_{pm} = \frac{F_2 W L_g^2}{16} \quad (VI-3e)$$

$$b) \quad \frac{F_1}{F_2} > 4.0 \quad e \quad \frac{d_c}{L} < 1.0$$

$$\frac{M_p}{M_{pm}} = \frac{F_1}{F_2} = \frac{M_{min}}{M_{pm}} \quad (VI-4a)$$

$$\frac{M_1}{M_{pm}} = \frac{F_1}{F_2} \left(\frac{1}{1 - \frac{d_c}{L}} \right) + 4 \left(\frac{\frac{d_c}{L}}{(1 - \frac{d_c}{L})} \right) \quad (\text{VI-4b})$$

$$\frac{M_2}{M_{pm}} = \frac{F_1}{F_2} \left(\frac{1}{1 - \frac{d_c}{L}} \right) - 4 \left(\frac{\frac{d_c}{L}}{(1 - \frac{d_c}{L})} \right) \quad (\text{VI-4c})$$

$$\frac{M_g}{M_{pm}} = \frac{M_1 + M_2}{M_{pm}} = \frac{F_1}{F_2} \left(\frac{2}{(1 - \frac{d_c}{L})} \right) \quad (\text{VI-4d})$$

Onde:

F_1 = fator de carga mínimo que deve ser usado no dimensionamento da viga, quando sujeita somente a carga vertical, para resistir a carga combinada.

Os diagramas de momentos das vigas num andar típico, calculados pelas fórmulas anteriores, são mostrados na figura (VI-4). Neste ponto os momentos nas extremidades das colunas num mesmo andar são considerados iguais por hipótese. Examinando-se a soma dos momentos em cada nó verifica-se que não existe equilíbrio, apesar das equações (VI-1) e (VI-2) serem obedecidas.

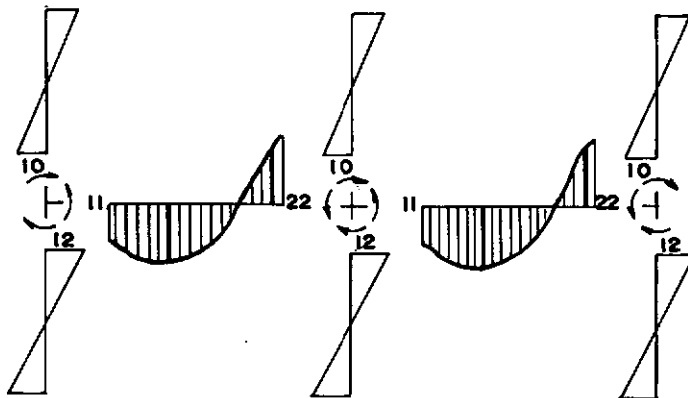


FIGURA VI-4

O somatório dos momentos no nó esquerdo está desequilibrado por excesso de momentos nas colunas, ao mesmo tempo em que no nó central há excesso de momentos nas vigas e por coincidência o nó direito está balanceado. Devem-se alterar os momentos de tal forma que os nós fiquem equilibrados e as equações (VI-1) e (VI-2) satisfeitas. Isto é possível, bastando apenas alterar os momentos nas colunas abaixo e acima do nível, sem alterar os momentos das vigas e os momentos nas colunas nos níveis adjacentes.

O processo de balanceamento de momentos pode ser visto na figura (VI-5), que mostra com linhas contínuas o diagrama final após o balanceamento resultante do diagrama preliminar mostrado com linhas tracejadas. Todo incremento de momentos nas colunas num nó deve ser acompanhado por um igual decréscimo de momentos entre as outras colunas do mesmo nível.

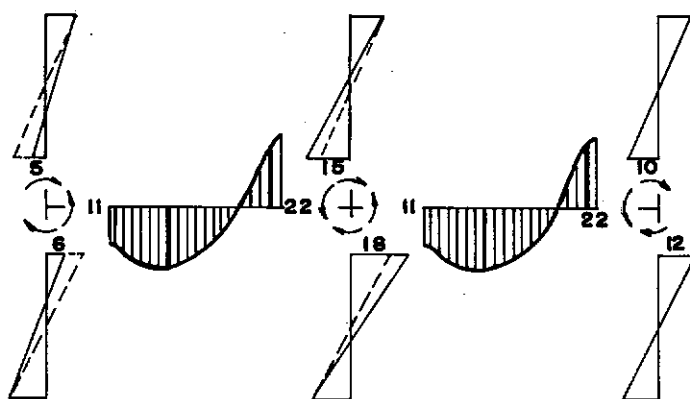


FIGURA VI-5

6.3) SWAY SUBASSEMBLAGE^{1, 4, 5, 9, 16, 22} (FASE 2)

Com o pré-dimensionamento realizado na fase anterior, o passo seguinte é verificar a adequabilidade do material selecionado para resistir às forças aplicadas e ao efeito $P-\Delta$. O método normalmente usado no dimensionamento plástico é o "SWAY SUBASSEMBLAGE". Por este método analisa-se cada andar individualmente, e supõe-se que exista uma rótula na altura média das colunas.

Seja o pórtico apresentado na figura (VI-6), onde deseja-se analisar um andar típico.

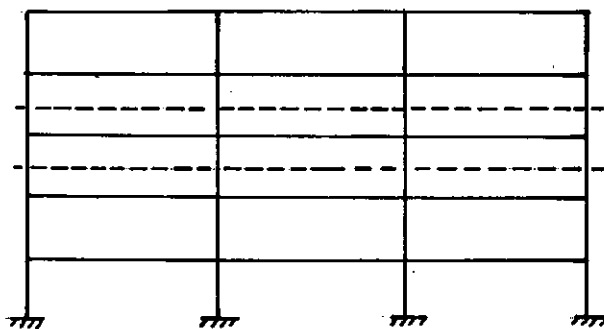
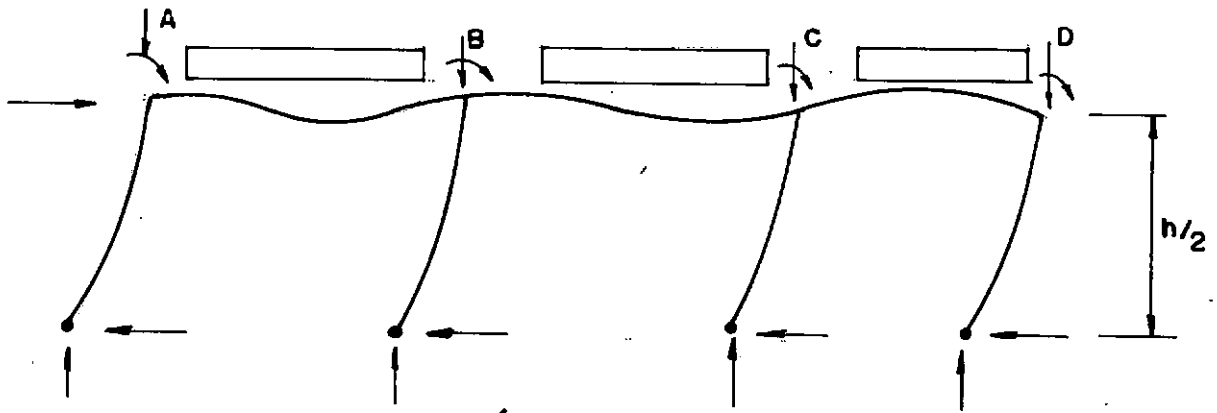


FIGURA VI-6

Isola-se o andar a ser estudado, conforme mostrado na figura (VI-7).



ANDAR TÍPICO

FIGURA VI-7

Em seguida divide-se o andar em subconjuntos internos e externos, conforme mostrado na figura (VI-8). O subconjunto externo é composto por uma viga e uma coluna e o interno por duas vigas e uma coluna.

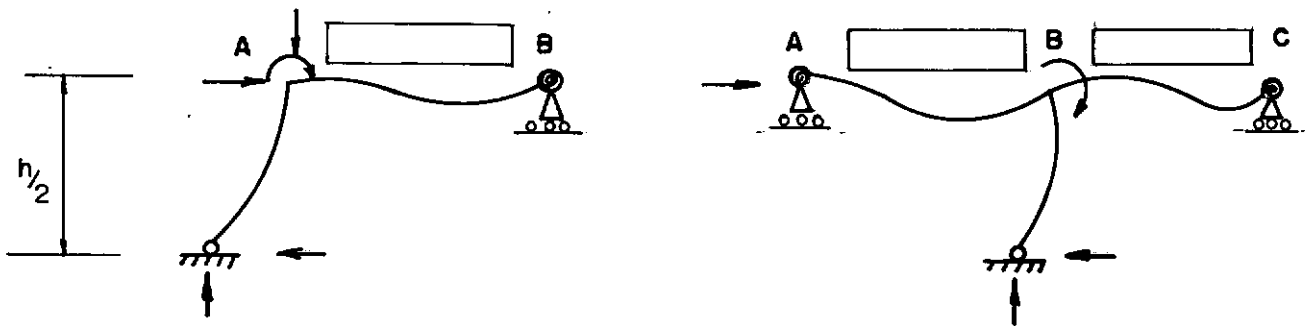


FIGURA VI-8

Conhecendo-se o material da viga e as cargas pode-se transformar o estudo dos subconjuntos em um sistema simples, mostrado na figura (VI-9), onde:

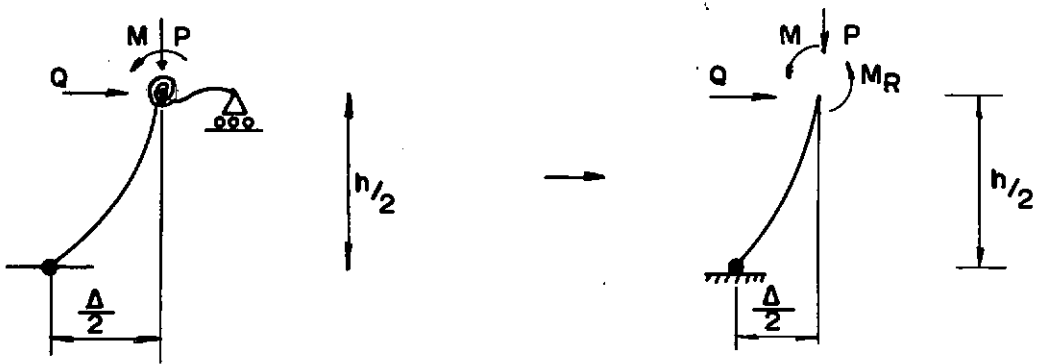


FIGURA VI-9

M = momento aplicado.

M_R = momento resistente, que é função das características geométricas das vigas conectadas à coluna no subconjunto, e das rótulas que aparecem.

P = carga vertical na coluna.

Q = força horizontal a que a coluna é capaz de resistir.

Δ = deslocamento lateral relativo de dois andares subsequentes devido à força horizontal Q .

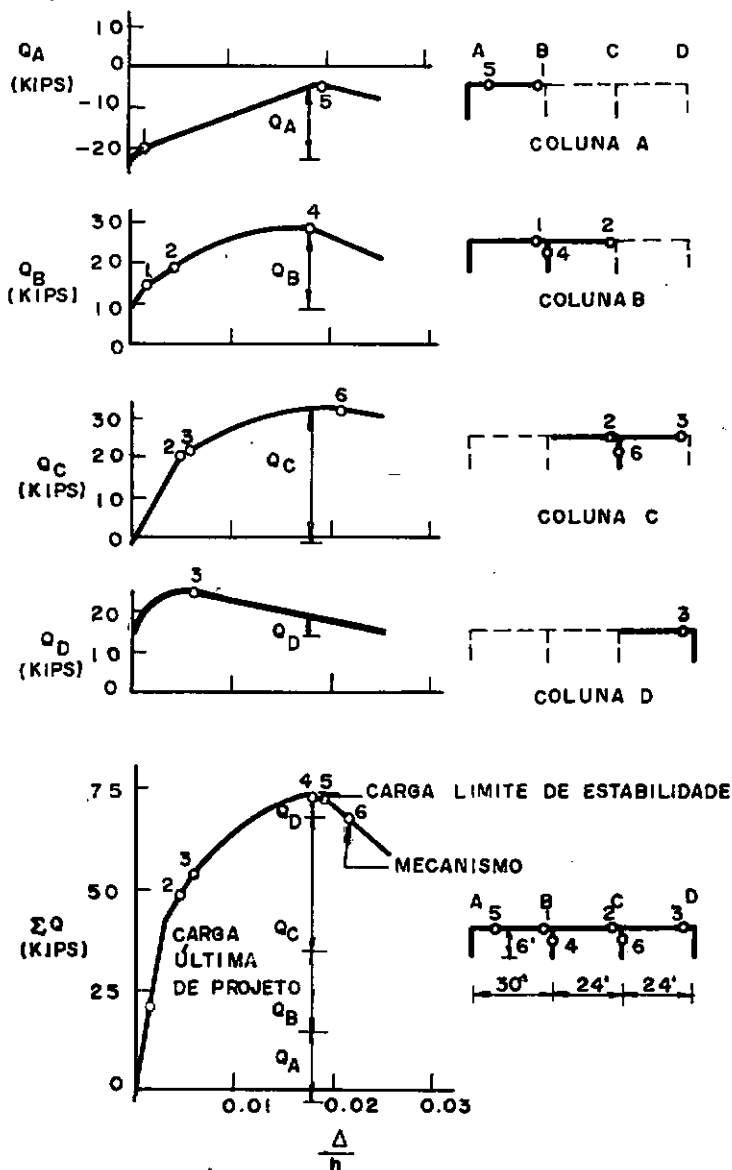


FIGURA VI-10

O método do "SWAY SUBASSEMBLAGE" fornece as curvas $Q-\Delta$ para cada coluna, mantidas as relações P/P_y e h/r constantes e variando M_r . Conhecidas as curvas $Q-\Delta$ para cada coluna, pode-se achar a curva do andar por simples soma, conforme mostrado na figura (VI-10)

A partir da curva $Q-\Delta$ do andar pode-se verificar se a carga horizontal última de projeto é menor que a carga limite de estabilidade ou se o deslocamento Δ usado no cálculo inicial fôra ou não subestimado.

VII - MÉTODO SIMPLIFICADO PARA CÁLCULO DE EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS NÃO CONTRAVENTADOS

7.1) INTRODUÇÃO

Em edifícios não contraventados o pórtico deve resistir aos seguintes carregamentos:

- a) cargas verticais;
- b) cargas combinadas, mais o efeito $P-\Delta$.

A estrutura deve ser suficientemente rígida para manter os deslocamentos laterais abaixo de um determinado limite, quando submetida às cargas de trabalho.

No dimensionamento plástico são usados dois fatores de carga: um para o carregamento composto somente por cargas verticais e outro, menor, para cargas combinadas. O dimensionamento dos dois ou três andares superiores dos edifícios não contraventados é em geral governado pelas cargas verticais. A importância das cargas combinadas aumenta nos andares inferiores, onde a carga horizontal tem um grande valor.

No caso em que as cargas combinadas é fator preponderante no dimensionamento, o colapso da estrutura ocorre por instabilidade caracterizada inicialmente pelo aumento do deslocamento horizontal, quando sujeita a um aumento de carga horizontal; e, a partir de um determinado ponto, o deslocamento aumenta como decréscimo de carga horizontal. O comportamento da estrutura pode ser averiguado estudando-se a formação sucessiva

de rótulas plásticas quando a estrutura é carregada desde o início com todas as cargas verticais, e incrementando-se as cargas horizontais. Assume-se que as vigas e colunas permaneçam no regime elástico entre as rótulas plásticas.

O método que será apresentado é uma simplificação do "SWAY SUBASSEMBLAGE METHOD"¹. A quantidade de cálculo é substancialmente reduzida, embora os resultados apresentados para estruturas usuais sejam bastante satisfatórios. Pelo método desenvolvido supõe-se que as rótulas plásticas só apareçam nas vigas.

7.2) EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

O cálculo de edifícios de andares múltiplos é normalmente feito no regime linear; contudo, os efeitos de segunda ordem podem ser significativos, principalmente no dimensionamento plástico de edifícios de andares múltiplos não contraventados.

Para fazer-se uma análise exata de uma estrutura trabalhando no regime elastoplástico com consideração do efeito de segunda ordem, o número de fatores^{13,14,15} a serem considerados é bastante grande. Considerando-se na análise da estrutura os dois principais fatores, que são:

- a) formação sucessiva das rótulas plásticas na estrutura, o que altera a sua rigidez;
 - b) efeito $P-\Delta$;
- obtem-se valores satisfatórios para os edifícios encontrados na

prática.

7.3) EQUAÇÕES BÁSICAS

As colunas dos andares de um edifício sujeitas a carga combinada devem resistir aos momentos produzidos pela força horizontal Q , mais os momentos devido ao efeito $P-\Delta$ (figura VII-1).

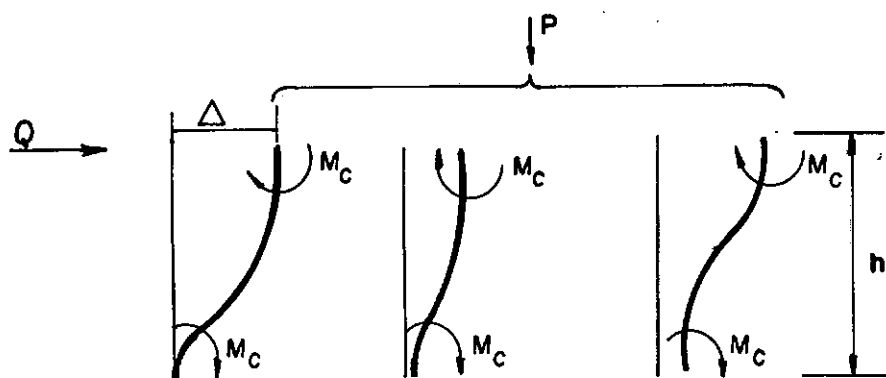


FIGURA VII-1

A condição de equilíbrio das forças horizontais fornece:

$$\Sigma M_c = Qh + P\Delta \quad (\text{VII-1})$$

ou

$$Q = \frac{\Sigma M_c}{h} - P \frac{\Delta}{h} \quad (\text{VII-2})$$

onde:

ΣM_c = é a soma dos momentos extremos das colunas no nível considerado.

A subestrutura mostrada na figura (VII-2) é obtida

considerando-se que o ponto de inflexão ocorre na altura média das colunas e isolando-se a parte superior do andar. O efeito P- Δ é incluído aumentando-se a força horizontal.

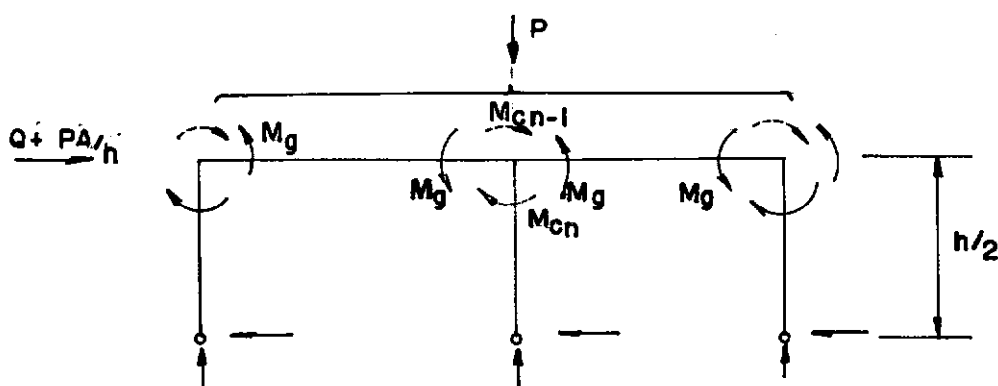


FIGURA VII-2

Da condição de equilíbrio das forças horizontais tem-se:

$$\left(\frac{\Sigma M_c}{2}\right)_n = \left(Q + P \frac{\Delta}{hh}\right) \frac{h}{2} \quad (\text{VII-3})$$

A condição de equilíbrio dos nós fornece:

$$\Sigma M_g = \frac{(\Sigma M_c)_n + (\Sigma M_c)_{n-1}}{2} \quad (\text{VII-4})$$

onde:

ΣM_g é a soma dos momentos extremos de todas as vigas no andar considerado, devido às forças horizontais e ao efeito P- Δ .

Considera-se $(\Sigma M_c)_{n-1} = (\Sigma M_c)_n$; desta forma, faz-se uma aproximação a favor da segurança, pois:

$$(\Sigma M_c)_{n-1} \leq (\Sigma M_c)_n; \text{ então, } \Sigma M_g = (\Sigma M_c)_n \quad (\text{VII-5})$$

Das equações (VII-3) e (VII-5), tem-se:

$$\frac{\Sigma M_g}{2} = \frac{Q h}{2} + \frac{P \Delta}{2} \quad (\text{VII-6})$$

ou:

$$Q = \frac{\Sigma M_g - P \Delta}{h} = \frac{\Sigma M_g}{h} - \frac{P \Delta}{h} \quad (\text{VII-7})$$

Aplicando-se o "Slope-Deflection Method"^{20,21} à coluna, chega-se à seguinte relação:

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{\Sigma M_g h}{12 EI_c} + \theta \quad (\text{VII-8})$$

onde:

ΣM_g é o momento da viga que conecta a coluna externa, ou a soma dos momentos das vigas conectadas à coluna no caso de coluna interna;

θ é o ângulo de rotação da extremidade superior da coluna;

I_c é o momento de inércia da coluna.

A equação (VII-8) foi obtida assumindo-se que a coluna comporta-se elasticamente e que sua rigidez é independente da carga axial. Ambas as hipóteses não são estritamente verdadeiras; porém, não introduzem erros significativos nas colunas que são encontradas na prática.

Examinando-se as curvas $M-\theta$ fornecidas pelo "SWAY SUBASSEMBLAGE METHOD"^{1,4,5,9,16,22} verifica-se que a coluna tem um comportamento linear para $M \leq M_{pc}$ desde que $P/P_y \leq 0.6$ e $h/r \leq 60$. Se $h/r \leq 40$ a coluna tem o mesmo comportamento para $P/P_y \leq 0.8$. Pode-se verificar, também, que a força axial não afeta a rigidez da coluna quando $h/r \leq 40$.

A equação (VII-8) pode ser generalizada para cobrir todo o andar.

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{h}{12E} \cdot \frac{\Sigma M_g}{I_c} + \theta \quad (\text{VII-9})$$

onde:

ΣM_g é agora a soma de todos os momentos extremos das vigas no andar considerado;

I_c é a soma dos momentos de inércia de todas as colunas que contribuem para a rigidez lateral do andar

Foi suposto que θ é igual para todos os nós no andar considerado.

A equação (VII-9) pode ser colocada da seguinte forma:

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{h}{12E \Sigma I_c} \Sigma M_g + \theta \quad (\text{VII-10})$$

As duas equações, (VII-7) e (VII-10), fornecem as curvas $Q-\Delta$ para os andares.

7.4) CURVA $Q-\Delta$ DE UM ANDAR

O andar é inicialmente carregado com as cargas verticais (Peso Próprio + Carga Acidental). Os momentos fletores nas vigas são calculados usando-se o vão livre e supondo-se que não haja rotação dos nós. Os momentos não balanceados nas juntas se rão absorvidos pelas colunas (figura VII-3a).

Quando a carga horizontal é aplicada o andar desloca-se lateralmente; desta forma surgem momentos adicionais que devem ser calculados e somados aos momentos pré-existentes (figura VII-3b).

O primeiro estágio de carregamento termina quando a primeira rótula plástica aparece. A rótula será formada à direita de uma das vigas quando a carga horizontal atuar da esquerda para a direita; pois, ambos os momentos, devido à carga vertical e horizontal, somam-se. O momento, devido à carga horizontal, necessário para formar a primeira rótula em cada viga é $M' = M_p - M$, onde M_p e M são respectivamente o momento plástico da viga e seu momento de engastamento perfeito.

A rotação do nó correspondente a cada M' é dada por:

$$M' = S_1 \theta' = C_1 E K \theta' \quad (\text{VII-11})$$

ou

$$\theta' = M' / C_1 E K. \quad (\text{VII-12})$$

onde:

S_1 é a rigidez da viga;

C_1 um fator numérico.

Se a viga tem momento de inércia constante, $C_1 = 6$ (viga sem rótula plástica) e $K = I/L$.

O menor valor de θ' corresponde ao ponto da primeira rótula plástica (na figura (VII-3) é assumido que a primeira rótula forma-se à direita da viga AB).

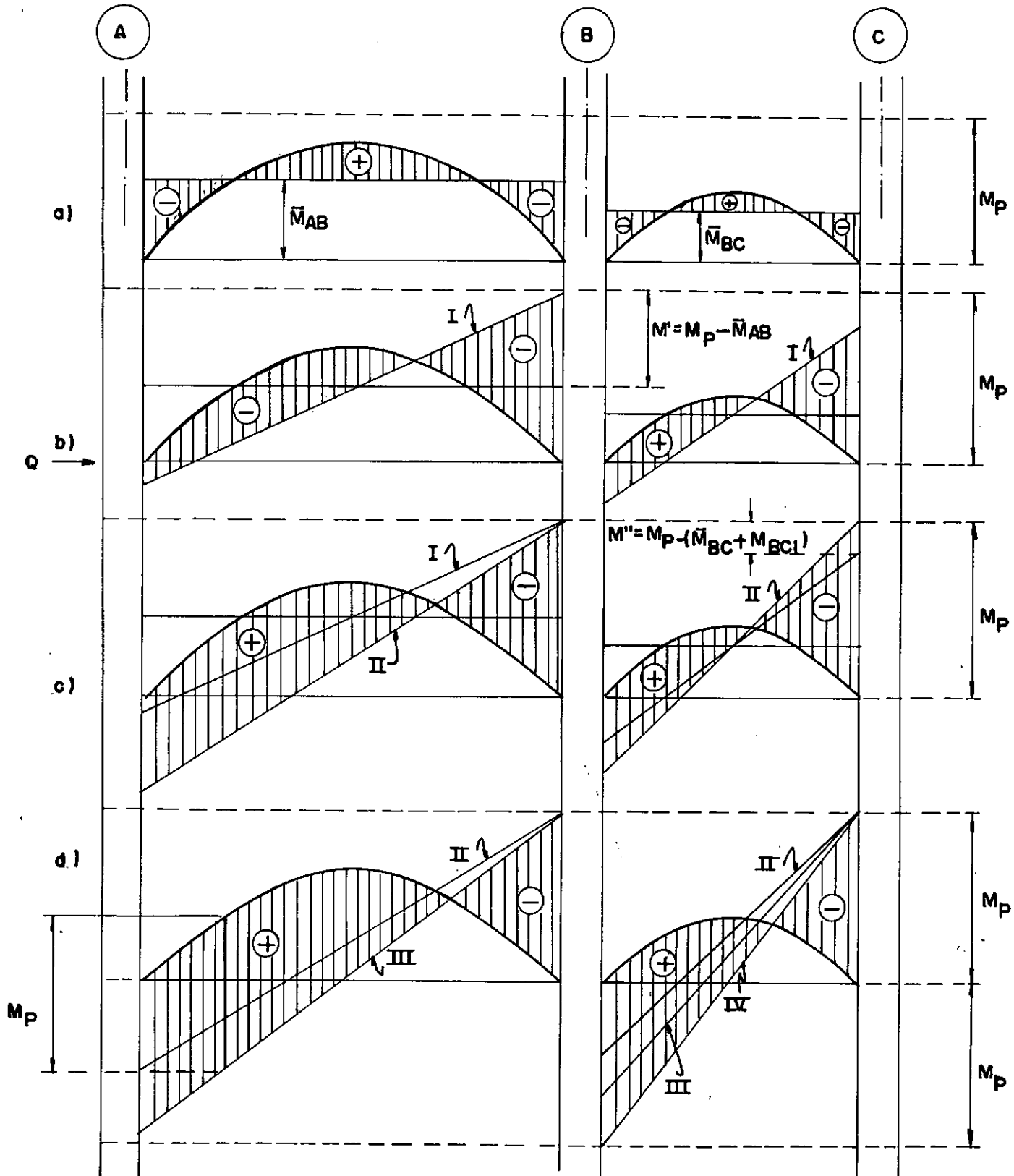
Quando o ângulo de rotação é conhecido, a equação (VII-11) é usada para calcular o momento, em cada extremidade das vigas, correspondente a esta rotação. Desta forma, pode-se calcular o ΣM_g . Com este valor, usando-se a equação (VII-10) acha-se a relação Δ/h e, finalmente, a equação (VII-7) fornece o valor de Q para produzir o deslocamento Δ . Os valores de Q e Δ/h fornecerão um ponto da curva $Q-\Delta/h$, enquanto o outro ponto é a origem.

O diagrama de momento fletor correspondente à formação da primeira rótula plástica é mostrado na figura (VII-3b).

O segundo estágio é semelhante ao primeiro, com a diferença de que a rigidez da viga AB é reduzida devido à formação da rótula plástica na extremidade B (se o momento de inércia é constante, a rigidez é $3EI/L=3EK$); também, o momento na rótula plástica não muda. O segundo estágio termina com a formação da rótula plástica à direita da viga BC. Vide figura (VII-3c).

No terceiro estágio, ambas as vigas têm rótulas plásticas à direita, e a coluna C não contribui na rigidez do andar

em relação ao deslocamento lateral. O momento de inércia da coluna C não é incluído no ΣI_c , equação (VII-10).



DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES PARA OS DIFERENTES
ESTÁGIOS DE CARREGAMENTOS

FIGURA VII-3

O processo de formação de rótulas continua até que surja um mecanismo no andar. Até então, o diagrama $Q-\Delta/h$ consiste de trechos de retas conectando os pontos correspondentes ao final de cada estágio. Quando o mecanismo forma-se, a relação entre a carga horizontal e o deslocamento lateral é dada por uma linha reta descendente que passa pelo ponto de formação da última rótula. A equação desta reta é dada por:

$$Q = - \frac{P \Delta}{h} + \frac{M_r}{h} \quad (\text{VII-13})$$

onde

M_r é o momento restringente total fornecido por todas as vigas no andar quando surge a última rótula plástica.

7.5) DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS

As colunas devem ser dimensionadas para resistirem às cargas axiais e aos momentos fletores transferidos das vigas, até a formação de um mecanismo de ruptura. Os momentos nas faces das colunas devem ser incrementados de $Vd_c/2$ para obterem-se os momentos no centro de gravidade das colunas, onde V é a força de cisalhamento na extremidade da viga e d_c a largura da coluna.

Como o efeito $P-\Delta$ está embutido nos valores dos momentos, as colunas serão dimensionadas usando-se fórmulas para casos em que as extremidades são consideradas impedidas de deslocarem-se.

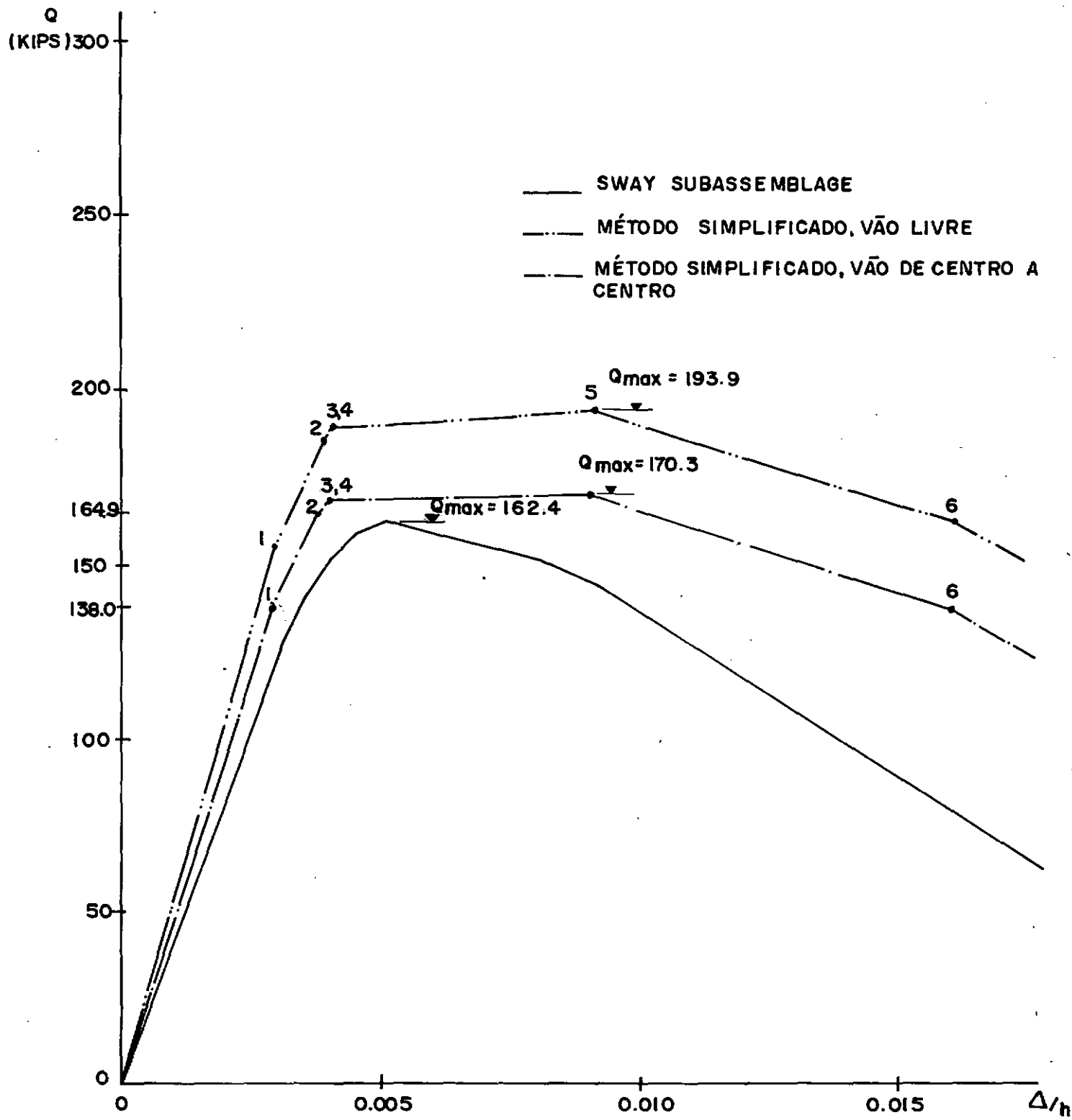
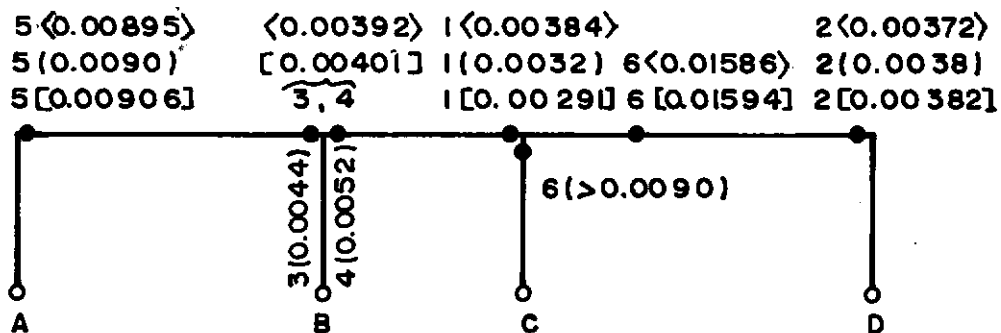
DIAGRAMA $Q - \Delta/h$

FIGURA VII-4

7.6) EXEMPLO COMPARATIVO

As figuras (VII-4) e (VII-5) mostram respectivamente as curvas $Q-\Delta/h$ e a ordem de formação das rótulas, com as respectivas rotações no momento da sua formação, de um andar calculado pelo método apresentado neste capítulo e pelo método "SWAY SUBASSEMBLAGE"¹. No primeiro método calculou-se a estrutura com duas hipóteses, uma usando o vão livre e a outra o vão centro-a-centro de coluna. No segundo método considera-se somente o vão centro-a-centro.

Verificou-se que os resultados encontrados para a mesma hipótese são próximos (erro de 5% para carga máxima).



[] MÉTODO SIMPLIFICADO, VÃO LIVRE

< > MÉTODO SIMPLIFICADO, VÃO CENTRO A CENTRO

() SWAY SUBASSEMBLAGE

SEQUÊNCIA DE FORMAÇÃO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

FIGURA VII-5

VIII - FLAMBAGEM DE EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS

NÃO CONTRAVENTADOS

8.1) INTRODUÇÃO

Como foi afirmado nos Capítulos VI e VII, a estrutura deve ser dimensionada para evitar seu colapso por flambagem quando submetida à carga vertical última (fator de carga 1.7). A verificação então necessária é bastante cara e complicada para ser feita em estruturas de edifícios de andares múltiplos.

A Universidade de Lehigh realizou pesquisas^{8,10,11,12} práticas e teóricas para analisar o comportamento dos edifícios de andares múltiplos, encontrados na prática, quando sujeitos a certas limitações. Neste capítulo são apresentados os respectivos resultados.

A figura (VIII-1) mostra as sete estruturas estudadas, com as respectivas cargas. O critério de escolha foi uma tentativa de representar, por um pequeno número de estruturas, quase todos os tipos de edifícios comerciais e residenciais encontrados nos Estados Unidos. Os parâmetros considerados foram:

- a) relação altura-largura da estrutura;
- b) comprimento do vão;
- c) pé direito;
- d) número de vãos e andares;
- e) distância entre pórticos;

f) valor da carga vertical.

As estruturas 1 e 6 são características de edifícios residenciais baixos. Foram escolhidas para se ter uma idéia da influência do número de vãos em edifícios baixos.

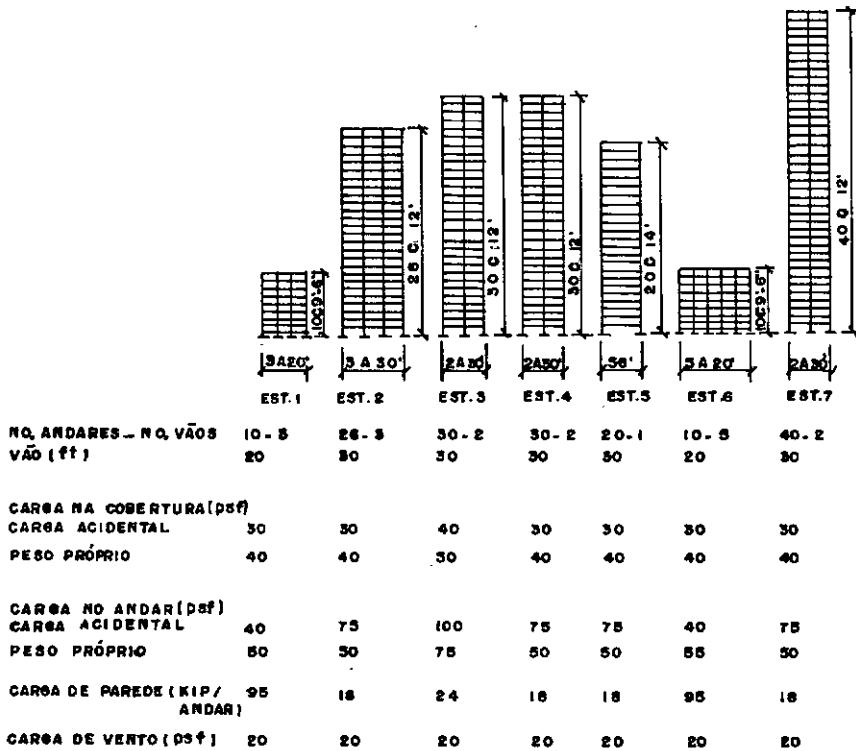


FIGURA VIII-1

As estruturas 2, 3, 4, 5 e 7 são características de edifícios comerciais. As de números 3 e 4 foram selecionadas para se ter uma idéia da influência da carga vertical. As de números 4 e 7 para se ter a influência do número de andares.

8.2) DIMENSIONAMENTO

As estruturas foram dimensionadas com as seguintes

restrições:

a) A rigidez de todos os andares é tal que:

$$\Sigma H / \Delta_f > 7 \Sigma P / h \quad (\text{VIII-1})$$

onde:

ΣH = força de cisalhamento no andar (fator de carga 1.0);

ΣP = somatório das forças axiais nas colunas no andar considerado (fator de carga 1.0);

Δ_f = deslocamento horizontal relativo de primeira ordem entre dois andares;

h = altura do andar.

Esta restrição assegura que o momento de segunda ordem, devido ao efeito P- Δ , é menor que 17% do momento de primeira ordem.

Nas estruturas encontradas normalmente na prática esta relação é obedecida. No programa desenvolvido a relação $\Delta/h \leq 0.0025$, onde Δ é o deslocamento de primeira, mais o de segunda ordem; logo:

$$\Delta_f / h < \frac{\Delta}{h} \leq 0.0025 \quad \text{ou} \quad \frac{h}{\Delta_f} > 400$$

Da equação (VIII-1), temos:

$$\frac{h}{\Delta_f} > \frac{7 \Sigma P}{\Sigma H}$$

Normalmente, a relação $\Sigma H / \Sigma P \in (1/60, 1/30)$;

$$\text{Logo: } \frac{h}{\Delta_f} > 7 \times 60 = 420 \approx 400.$$

- b) A relação da tensão axial de compressão de qualquer coluna para sua tensão admissível é menor do que 0.75 ($f_a/E_a \leq 0.75$).

Esta restrição é normalmente obedecida na prática, pois, geralmente a esbeltez das colunas encontradas é ≤ 40 , acarretando $F_a \geq 0.5 F_y$, e o programa usa a limitação do AISC².

$$\frac{f_a \times 1.7}{F_y} \leq 0.75;$$

logo:

$$\frac{f_a \times 1.7}{F_a/0.50} \leq 0.75 \rightarrow \frac{f_a}{F_a} \leq 0.88 \approx 0.75$$

- c) A esbeltez das colunas ≤ 35 . Esta restrição, mais a anterior, assegura¹² que só aparecerá uma rótula plástica na coluna quando o fator de carga for maior do que 1.6.

Para tal dimensionamento foram consideradas as seguintes hipóteses:

- a) as vigas usam A-36 e as colunas A-441 ou A-572;
- b) a estrutura é contraventada nos nós, na direção perpendicular ao pórtico;
- c) a flexão ocorre somente no plano da estrutura;
- d) as vigas são travadas pelo piso, desta forma evitando a flambagem lateral por flexão;
- e) não existe flambagem local;
- f) as vigas são engastadas nas colunas;

- g) o comprimento dos membros é considerado de centro a centro de gravidade;
- h) as cargas de parede e parapeito são consideradas concentradas e aplicadas nos nós;
- i) as cargas de vento são consideradas aplicadas nos nós, no nível do andar;
- j) é usado o código americano para redução de cargas acidentais;
- l) o comportamento da estrutura é considerado linear, isto é, despreza-se o efeito P- Δ ;
- m) a força axial nas vigas é desprezada;
- n) todos os pórticos são paralelos à direção do vento;
- o) não é considerado o efeito do piso para aumentar a rigidez das vigas.

Levando em conta as hipóteses e restrições apresentadas anteriormente, as estruturas foram dimensionadas usando-se o AISC². O dimensionamento apresentou as seguintes características:

- a) todas as vigas de um mesmo andar têm a mesma seção;
- b) as colunas externas são iguais num mesmo andar, da mesma forma que as internas;
- c) a seção das colunas é igual em dois andares sucessivos.

8.3) VERIFICAÇÃO DA CARGA CRÍTICA DE FLAMBAGEM

Conhecido o material da estrutura, pode-se calcular a carga crítica de flambagem. Este problema é de muita complexida

de.

Existem vários processos²⁸ para se achar a carga crítica de flambagem, sendo um deles tentando calcular a carga que resulta em $|\underline{K} + \underline{K}_G| = 0$ onde \underline{K} = matriz de rigidez e \underline{K}_G = matriz geométrica. Este problema é não-linear, pois ambas as matrizes variam com a carga vertical aplicada. A matriz \underline{K} quando a carga é incrementada altera-se toda vez que surge uma nova rótula. A matriz \underline{K}_G é função da carga e também das condições extremas de cada barra. Um outro problema que deve ser verificado é o da estabilidade de cada elemento considerado isoladamente.

Para evitar-se a complexidade de resolver o problema de uma forma "exata", foi aplicado um método aproximado. A figura (VIII-2) mostra o esquema adotado. A estrutura é carregada com uma força horizontal, H , em cada nível. Por meio de uma análise de segunda ordem, considerando a formação de rótulas, pode-se traçar o diagrama carga vertical-deslocamento da estrutura, figura (VIII-2b), para cada H . Com estes diagramas pode-se calcular a carga vertical crítica, W_{cri} , para cada H_i . Desta forma acha-se por extrapolação o valor da carga de flambagem da estrutura, quando $H = 0$, figura (VIII-2c).

Foram usados para cada estrutura dois valores para H , $H_1 = 0.005 \times$ a carga de vento usada no projeto e $H_2 = 0.001$ da mesma carga. Em ambas as análises as forças axiais nas vigas foram desprezadas.

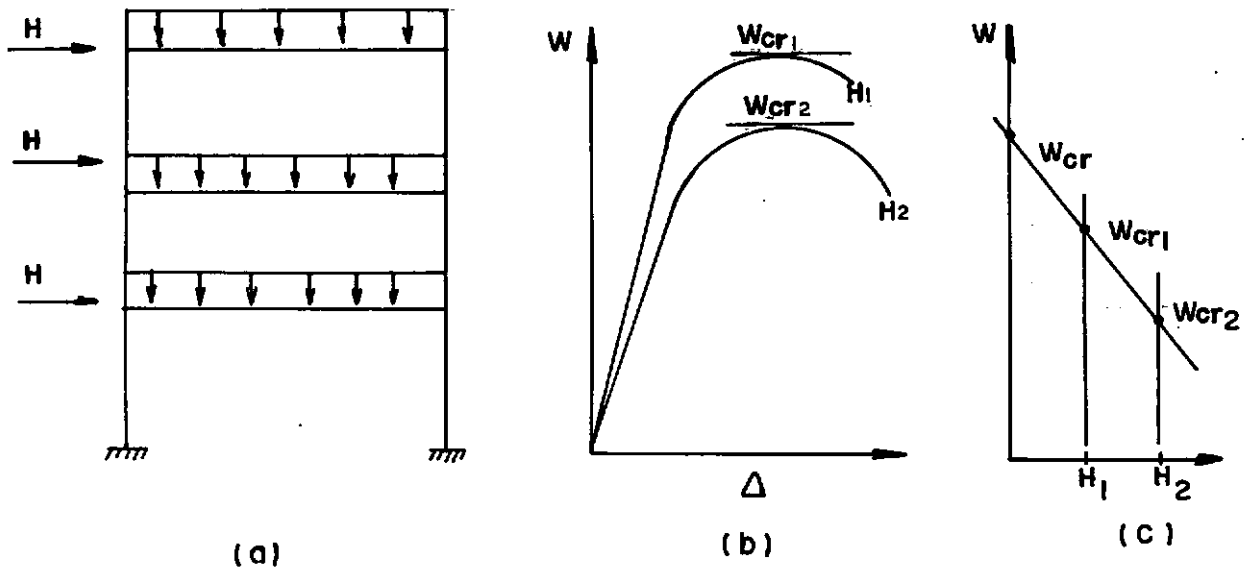


FIGURA VIII-2

O programa usado para fazer esta análise testa se há formação de rótulas nas colunas ou se a carga aplicada provoca sua instabilidade. A obtenção de uma das condições na coluna é encarada como uma rótula plástica e a rigidez da peça é alterada. O programa interrompe-se quando uma das seguintes condições é observada:

- o diagrama carga vertical-deslocamento torna-se plano;
- quando um mecanismo é formado;
- quando a carga em qualquer coluna é igual a P_y , ou maior ou igual à sua carga de flambagem.

O quadro (VIII-1) mostra os resultados obtidos. Na coluna (2), são fornecidos os λ_{cr} , isto é, o valor que deve ser multiplicado por todas as cargas verticais para se obter a carga de flambagem da estrutura. Na coluna (3) é fornecido o motivo pelo qual o programa foi interrompido. Como pode ser visto

em todos casos com exceção da estrutura 5, a parada do programa foi causada pela obtenção da carga de flambagem de uma coluna interna. Este ponto é considerado crítico; pois, não se conhece com precisão o comportamento de uma estrutura após a flambagem de uma de suas partes. A estrutura de número 5 causou a parada do programa, porque foi obtido um mecanismo nas vigas, isto é,, formaram-se três rótulas plásticas nas vigas. Estes resultados mostram que as colunas dimensionadas com as fórmulas que levam em consideração a flambagem individual são o suficiente para evitar a flambagem global do sistema, desde que obedecidas as restrições e hipóteses de cálculo assumidas.

ESTRUTURA	FATOR DE CARGA DE FLAMBAGEM, λ_{cr}	TIPO DE RUPTURA*
(1)	(2)	(3)
1	1,85	C10
2	1,66	C24
3	1,64	C18
4	1,66	C22
5	1,95	BM
6	1,84	C10
7	1,69	C10
*C24 = flambagem da coluna interna, nível 24		
BM = mecanismo da viga		

8.4) CONCLUSÕES

Como foi visto, nas estruturas estudadas a possibilidade de sua flambagem global não ocorreu. Os resultados sugerem que a ruptura de estruturas dos tipos estudados, quando submetidas a cargas verticais, é mais um fenômeno localizado envolvendo a estabilidade do andar. O estudo mostrou que estruturas simétricas, regulares, rigidamente conectadas, não contraventadas, não necessitam de serem verificadas em relação à flambagem global, quando dimensionadas pelo critério da tensão admissível e obedecendo às restrições e hipóteses assumidas.

A diferença básica entre as restrições e hipóteses assumidas neste capítulo e o dimensionamento plástico usado no programa desenvolvido neste trabalho é o modo de dimensionar a estrutura. Esta diferença não é relevante, pois, normalmente, a economia de material obtida em uma estrutura de andares múltiplos quando dimensionada no regime plástico fica em torno de 10 a 20%; porém, neste tipo de dimensionamento é levado em consideração o efeito $P-\Delta$ (17%), que é desprezado no dimensionamento usando-se o critério das tensões admissíveis. Por esta forma, ambos os critérios fornecem semelhantes dimensionamentos.

Um ponto que deve ser levado em consideração e que foi desprezado propositalmente neste trabalho é o efeito benéfico do tapamento. Como pode ser examinado, é mínima a área necessária do contraventamento de estruturas contraventadas para satisfazer à CONDIÇÃO 4 da seção 5.3.3. A influência do tapamento não foi considerada neste trabalho, devido à tendência de usa-

rem-se divisões com materiais frágeis no lugar de paredes sólidas em estruturas metálicas.

IX - PROGRAMA DE COMPUTADOR

9.1) INTRODUÇÃO

Como pode-se verificar nos capítulos anteriores, o o cálculo de edifícios de andares múltiplos pelo dimensionamento plástico exige enorme quantidade de trabalho repetitivo. Tendo em vista poupar esforços e evitar erros, desenvolveu-se um programa de computador em linguagem FORTRAN IV. Este programa é capaz de resolver estruturas planas e regulares de andares múltiplos contraventadas e não contraventadas. Admite dois tipos de cargas:

- a) verticais, podendo ser concentradas nos nós das colunas ou uniformemente distribuídas nas vigas;
- b) horizontais, aplicadas no nível dos andares.

O programa realiza as seguintes combinações de cargas para o dimensionamento da estrutura:

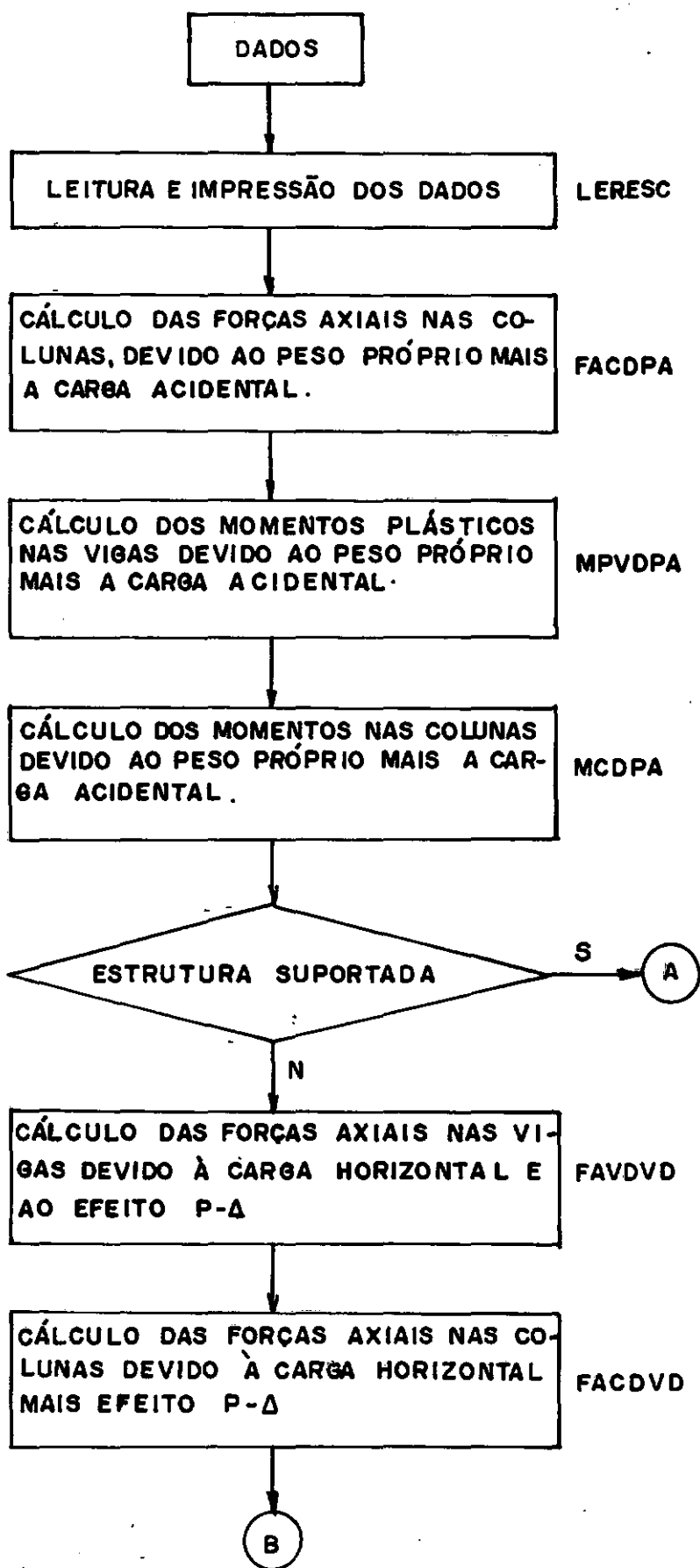
- a) cargas verticais;
- b) cargas verticais, mais cargas horizontais atuando da esquerda para direita;
- c) cargas verticais, mais cargas horizontais atuando da direita para esquerda.

9.2) ESTRUTURAS CONTRAVENTADAS

As estruturas são subdivididas em dois tipos:

- a) suportadas, que são aquelas que não têm contraventamento;

contudo, são impedidas de deslocar-se lateralmente devido à rigidez do piso.



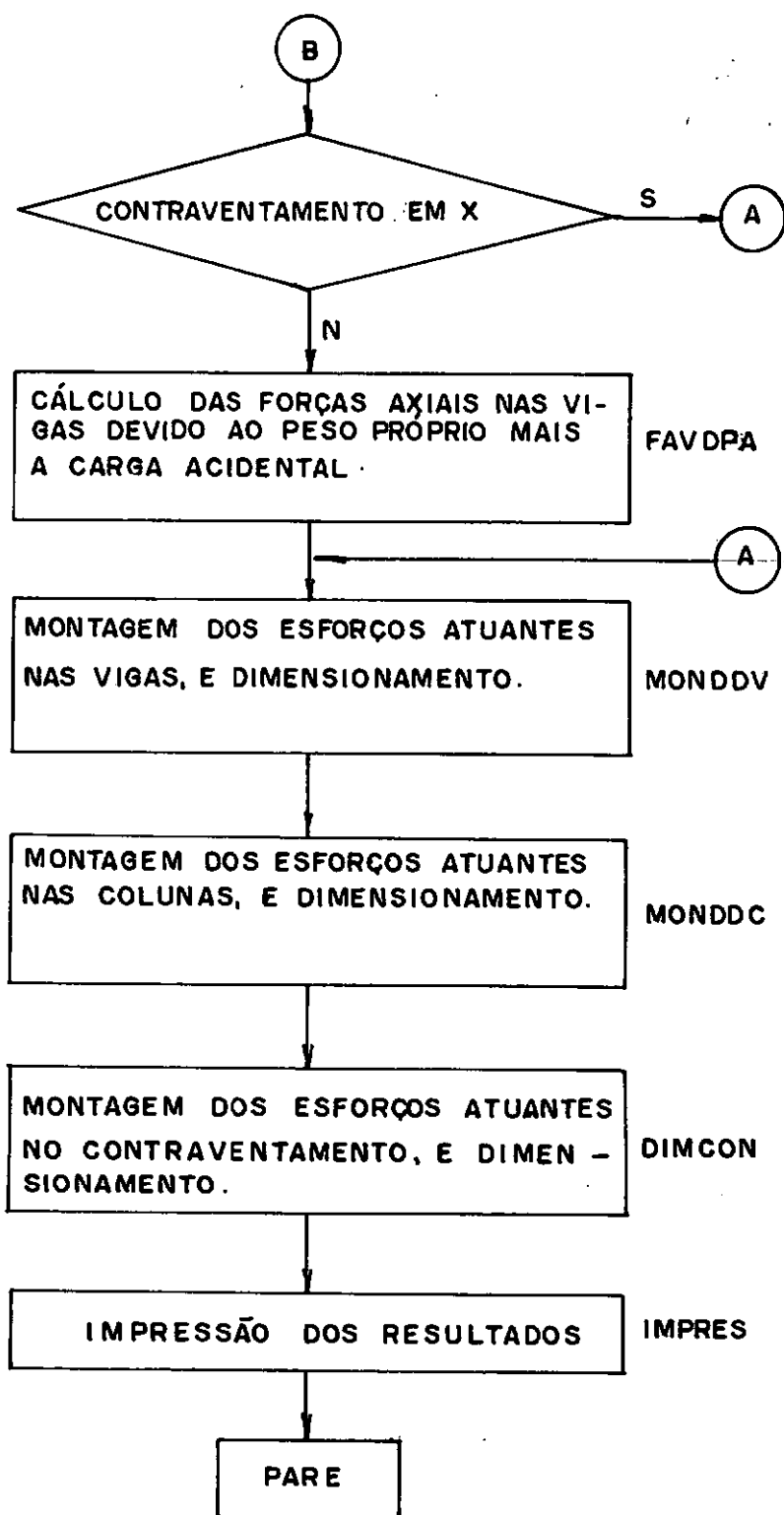


DIAGRAMA DE BLOCOS DE ESTRUTURAS CONTRAVENTADAS

FIGURA IX - I

Estas estruturas são dimensionadas somente para resistir às cargas verticais. As cargas horizontais são transferidas por meio do piso para as estruturas que tenham contraventamento;

- b) contraventadas, que são aquelas que têm contraventamento. O programa permite três tipos de estruturas contraventadas: em X, V e V invertido, mas apenas contraventadas num único vão. No caso de contraventamento em X, considera-se que somente as diagonais tracionadas trabalhem.

A figura (IX-1) apresenta um diagrama de blocos do programa para as estruturas contraventadas.

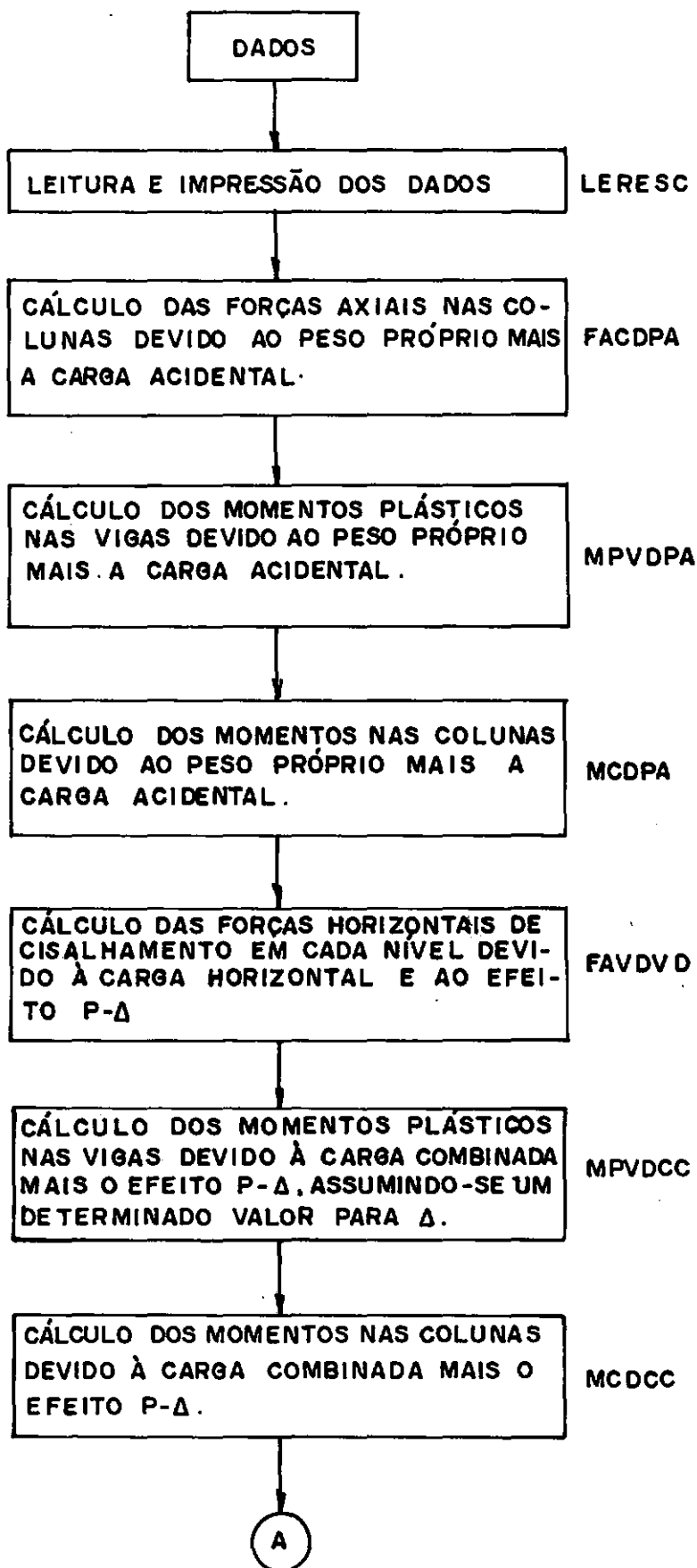
9.3) ESTRUTURAS NÃO CONTRAVENTADAS

Neste programa, as estruturas não contraventadas são verificadas por dois critérios:

- (1) Resistência, onde a estrutura é dimensionada para resistir às cargas verticais, com um fator de carga de 1.7; e
- (2) Estabilidade, onde a estrutura é dimensionada para evitar a instabilidade, quando sujeita às cargas combinadas mais o efeito $P-\Delta$, com um fator de carga de 1.3.

Para a análise preliminar o programa usa o critério sugerido pelo capítulo VI. Conhecido o material das colunas e vigas, pode-se verificar a estabilidade da estrutura, isto é, verifica-se se a estrutura resiste às forças laterais antes de formar-se um mecanismo de colapso, quando está sujeita às cargas combinadas e ao efeito $P-\Delta$. Para esta verificação usa-se o método simplificado apresentado no capítulo VII. Além disso, li-

mita-se o deslocamento lateral de dois níveis sucessivos, quando sujeito às cargas de trabalho.



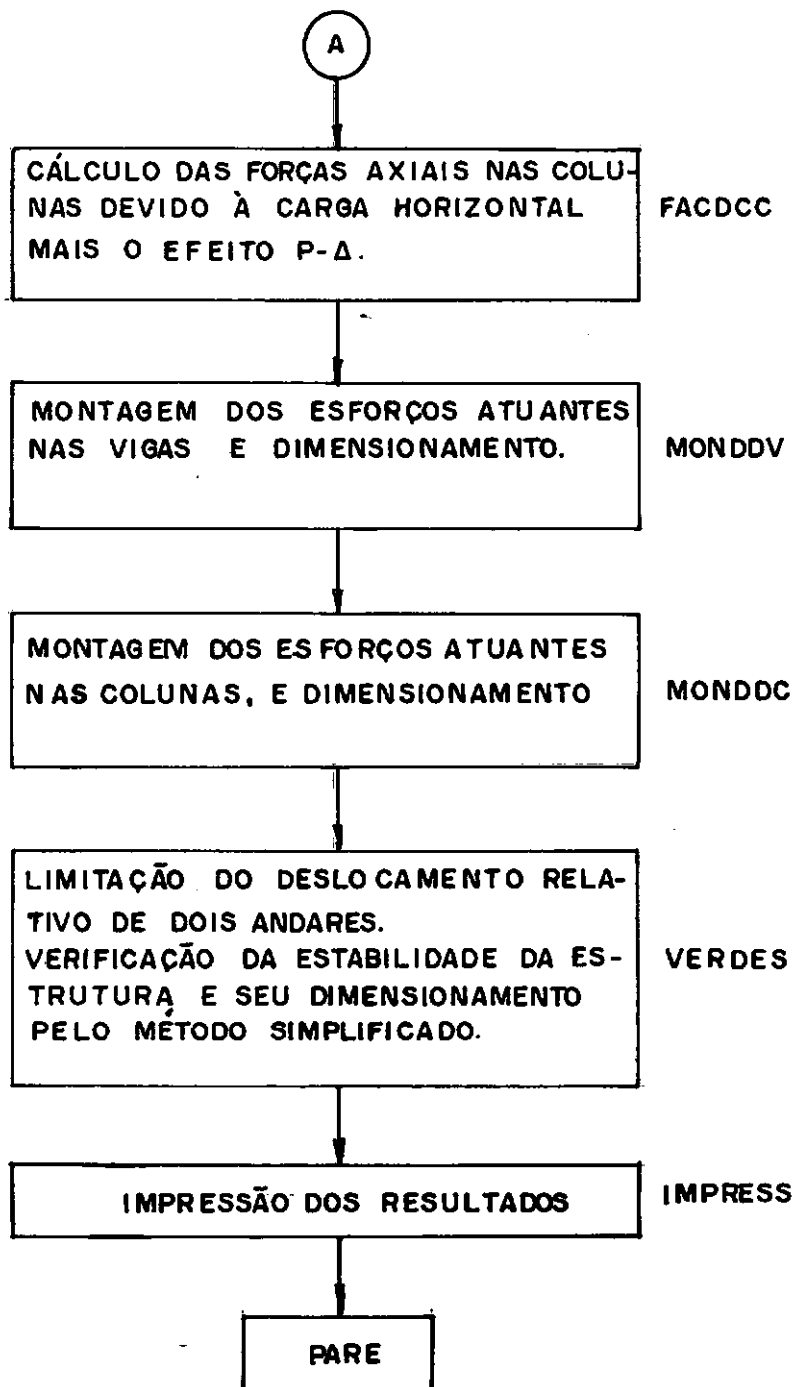


DIAGRAMA DE BLOCO DE ESTRUTURAS NÃO CONTRAVENTADAS

A figura (IX-2) apresenta um diagrama de blocos do programa para estruturas não contraventadas.

9.4) SUB-ROTINAS

a) LERESC

A sub-rotina LERESC lê e imprime os dados fornecidos.

b) FACDPA

A sub-rotina FACDPA na posse das cargas verticais, isto é, das forças concentradas nos nós das colunas e forças uniformemente distribuídas nas vigas, calcula a força axial em cada coluna. Esta sub-rotina usa o critério da NB-5 para reduzir as cargas nas colunas.

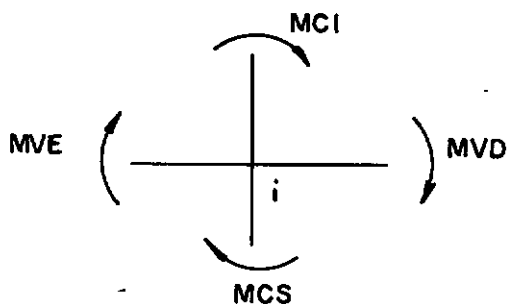
c) MPVDPA

A sub-rotina MPVDPA calcula o momento plástico em cada viga, supondo-se que o mecanismo de ruptura é do tipo viga, devido às cargas verticais. Para o cálculo do momento é usado o vão livre das vigas.

d) MCDPA

A sub-rotina MCDPA, calcula os momentos superior e inferior em cada coluna, devidos às cargas verticais. Os momentos são calculados de tal forma que cada nó da estrutura fique equi

librado. Supõe-se que sejam iguais entre si os momentos extremos em cada coluna ligados ao mesmo nó, conforme demonstrado abaixo:



$$MVE + MVD + MCI + MCS = 0$$

Supondo-se $MCS = MCI = MC$

$$MC = - \frac{MVE + MVD}{2}$$

onde:

MCI - momento extremo inferior na coluna

MCS - momento extremo superior na coluna

MVD - momento extremo da viga à direita

MVE - momento extremo da viga à esquerda

i - nó

e) FAVDVD

A sub-rotina FAVDVD, calcula as forças axiais em cada viga, no vão contraventado, em consequência da carga horizontal e devido ao efeito P-Δ, quando fornecido ao programa o va-

lor máximo permitido para a relação Δ/h .

No caso de estruturas não contraventadas, estas forças serão usadas a seguir para o cálculo dos momentos em cada nível, e das forças axiais em cada viga.

f) FACDVD

A sub-rotina FACDVD, calcula nas estruturas contraventadas as forças axiais em cada coluna, no vão contraventado, em consequência da carga horizontal e devido ao efeito $P-\Delta$.

g) FAVDPA

A sub-rotina FAVDPA, calcula a força axial em cada viga, no vão contraventado, devido à carga vertical para estruturas contraventadas em V e V invertido.

h) MPVDCC

A sub-rotina MPVDCC, calcula o momento plástico nas vigas devido à carga combinada mais o efeito $P-\Delta$, conhecido o valor de Δ/h . Assume-se como válida a equação (VI-2) do item 6-2. Fazendo-se a hipótese de que as somas dos momentos extremos em cada viga são iguais num mesmo nível, conhece-se ΣM_g de cada viga. Com o valor de ΣM_g pode-se achar o momento plástico de cada viga, conforme fórmulas fornecidas na seção 6-2.

A força axial em cada viga é calculada na suposição

de que cada vão suporte igual força de cisalhamento.

i) MCDCC

A sub-rotina MCDCC, calcula os momentos superior e inferior em cada coluna, devido à carga combinada mais o efeito P- Δ . Assume-se inicialmente que os momentos extremos em todas as colunas num mesmo nível são iguais, e desta forma os nós estão desequilibrados. Para o balanceamento são feitas as seguintes hipóteses:

- a) os momentos extremos das vigas não são alterados;
- b) o momento para balancear o nó será dividido igualmente entre a coluna superior e a inferior;
- c) este momento será subtraído em iguais partes dos momentos da coluna superior e inferior do nó seguinte.

Por esta forma consegue-se balancear os nós de um nível numa só iteração.

j) FACDCC

A sub-rotina FACDCC, calcula a força axial em cada coluna, devido à carga horizontal mais o efeito P- Δ , para estruturas não contraventadas.

1) MONDDV

A sub-rotina MONDDV, monta os dados para o dimensionamento das vigas e os multiplica pelos respectivos fatores de

carga. O programa faz a verificação da viga para os três tipos de carregamento já mencionados e limita a altura da viga em $L/20$, onde L é o vão, para evitar grandes deflexões e excesso de vibração.

Após terem sido montados os dados, faz-se um pré-dimensionamento para saber qual o menor valor de Z necessário. Com Z_{nec} calculado, o programa entra na tabela dada de perfis, ordenados de forma crescente em relação a Z , escolhendo o menor que tenha $Z \geq Z_{nec}$. Com o perfil conhecido, a sub-rotina verifica se a altura é maior ou igual a $L/20$; se o for, usa a sub-rotina VERSVI, que verifica o perfil escolhido segundo o AISC². Se o material não é satisfatório, a sub-rotina verifica o perfil seguinte e assim por diante.

m) MONDDC

A sub-rotina MONDDC monta os dados para o dimensionamento das colunas e os multiplica pelos respectivos fatores de carga. O programa faz a verificação da coluna para os três tipos de carregamento já mencionados. Tendo sido feita a montagem dos dados, o programa calcula a área mínima necessária da coluna. Esta área é calculada supondo-se que uma força concentrada equivalente atue na coluna e seja igual a:

$$\begin{cases} P_1 = P + 2.1 M/H_c \\ P_2 = 1.3 K P \end{cases} \quad \begin{cases} K = 1.12, F_y = 36 \\ K = 1.18, F_y = 50 \end{cases}$$

$$PE = \text{MAX} (P_1, P_2)$$

$$A_{nec} = PE/F_y$$

onde:

P = força axial na coluna (fatorada)

M = momento aplicado na coluna (fatorado)

H_c = altura da seção da coluna

Com a A_{nec} , o programa entra na tabela dada de perfis, ordenados de forma crescente em relação a A, escolhendo o menor que tenha $A \geq A_{nec}$. No passo seguinte a sub-rotina VERSCO, verifica o perfil escolhido segundo o AISC². Se o material não é satisfatório, o programa verifica o perfil seguinte e assim por diante.

Nas estruturas contraventadas o programa assume que o coeficiente de esbeltez das colunas é igual a 1.0. Nas estruturas não contraventadas para acelerar a escolha do perfil, assume-se inicialmente que o coeficiente de esbeltez é igual a 1.0. Tendo sido escolhido o perfil verifica-se com o valor real do coeficiente de esbeltez. Este coeficiente é calculado por meio da sub-rotina COESB, usando a equação (II-7).

A escolha inicial do coeficiente de esbeltez igual a 1.0 é uma boa escolha, pois, normalmente seu valor cai em uma faixa entre 1.0 e 1.2. Tendo as colunas em geral uma esbeltez em torno de 40, o coeficiente de esbeltez não afeta em demasia a resistência da coluna.

n) DIMCON

A sub-rotina DIMCON monta os dados para o dimensionamento dos contraventamentos e os multiplica pelos seus respectivos fatores de carga. O programa faz a verificação dos contraventamentos para os três tipos de carregamentos já mencionados. Tendo sido feita a montagem dos dados o programa calcula a área mínima necessária de cada contraventamento, usando os critérios apresentados em 5.3.3.

Com a A_{nec} conhecida, o programa entra na tabela dada de perfis, ordenados de forma crescente em relação a A , escolhendo o menor que tenha $A \geq A_{nec}$. Com o perfil conhecido a sub-rotina verifica se a esbeltez está dentro dos limites permitidos.

Se o contraventamento está tracionado, o programa calcula a tensão solicitante e a compara com a admissível. No caso do contraventamento comprimido, a sub-rotina VERSDI verifica se o perfil escolhido está de acordo com o AISC². Se o material não é satisfatório o programa verifica o perfil seguinte e assim por diante.

o) VERDES

A sub-rotina VERDES, verifica a estabilidade da estrutura, quando submetida à carga combinada mais o efeito P- Δ , pelo método apresentado no capítulo VII. Além disso, limita o deslocamento lateral relativo de dois níveis, isto é, i e $i + 1$, em $0,0025 H (i)$.

Com o material dimensionado na fase preliminar, o programa verifica o deslocamento lateral relativo do andar, quando submetido às cargas de trabalho. Se esse deslocamento é menor do que o estabelecido o programa verifica a estabilidade do andar; em caso contrário altera as vigas e/ou as colunas do andar. Esta alteração vai depender da relação da rigidez das colunas para a rigidez das vigas.

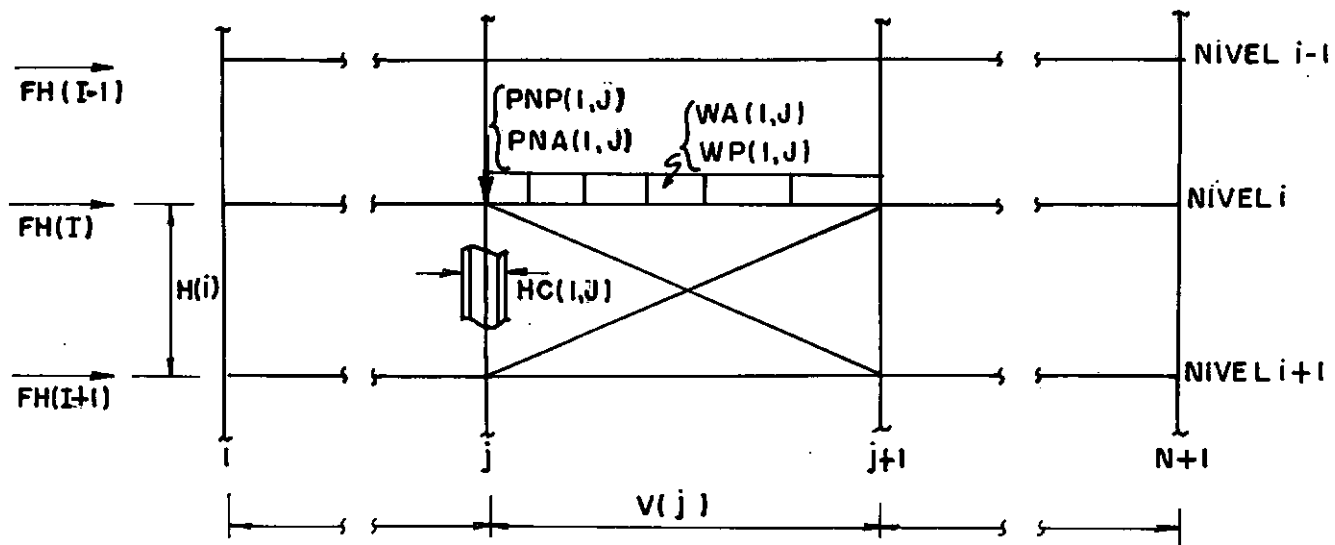
A sub-rotina VERDES calcula, para cada andar, as forças horizontais resistentes no momento da formação de cada rótula plástica e compara com a força horizontal solicitante. Se em algum ponto anterior à formação do mecanismo de colapso do andar a força resistente for maior que a solicitante o programa dimensiona as vigas e colunas para resistirem aos esforços aplicados nesse ponto, usando os critérios do AISC². Se isto não ocorre, o programa altera todas as vigas do andar, de tal forma que venham a ter resistência maior do que as anteriores. Calcula novamente as forças resistentes e assim por diante.

p) IMPRESS

A sub-rotina IMPRESS imprime os valores das cargas nas fundações, os números dos materiais, das colunas, vigas e contraventamentos correspondentes às tabelas fornecidas.

9.5) ENTRADA DE DADOS

A figura (IX-3) apresenta um andar típico da estrutura a ser dimensionada.



ANDAR TÍPICO
FIGURA IX-3

Os grupos de cartões com os dados que devem ser fornecidos ao programa são aqui apresentados. Em determinados problemas certos dados não são necessários; nestes casos, não devem ser fornecidos. As unidades do programa são kgf e cm.

1º GRUPO: 1 cartão

M = número de andares

N = número de vãos

ITE = tipo de estrutura,

ITE = 1, suportada,

ITE = 2, contraventada,

ITE = 3, não contraventada.

FORMATO 3 I 3

2º GRUPO: 1 cartão

ITC = tipo de contraventamento,

ITC = 1, tipo X

ITC = 2, tipo V

ITC = 3, tipo V invertido

IVC = vão contraventado

FORMATO 2 I 3

3º GRUPO: quantidade variável de cartões

$F(I)$, $I = 1, M$

é o fator que deve ser multiplicado às cargas verticais do nível i para o cálculo do efeito $P-\Delta$ em estruturas contraventadas. Se o edifício tem contraventamento em todos os pórticos $F(I) = 1$, para $I = 1, M$.

FORMATO 10 F 8.2

4º GRUPO: quantidade variável de cartões

$H(I)$, $I = 1, M$

altura do nível i .

FORMATO 10 F 8.2

5º GRUPO: quantidade variável de cartões

$V(J)$, $J = 1, N$

comprimento do vão j .

FORMATO 10 F 8.2

6º GRUPO: quantidade variável de cartões

$(HC(I, J), J = 1, N + 1), I = 1, M$

altura estimada da seção da coluna no nível i e fila j .

FORMATO 10 F 8.2

7º GRUPO: quantidade variável de cartões

$(WP(I, J), J = 1, N), I = 1, M$

carga uniformemente distribuída na viga no nível i e vão j , devido ao peso próprio.

FORMATO 10 F 8.2

8º GRUPO: quantidade variável de cartões

$(WA(I, J), J = 1, N), I = 1, M$

carga uniformemente distribuída na viga no nível i e vão j , devido à carga acidental.

FORMATO 10 F 8.2

9º GRUPO: quantidade variável de cartões

$(PNP(I, J), J = 1, N + 1), I = 1, M$

carga concentrada na coluna no nível i e fila j , devido ao peso próprio.

FORMATO 10 F 8.2

10º GRUPO: quantidade variável de cartões

$(PNA(I, J), J = 1, N + 1), I = 1, M$

carga concentrada na coluna, no nível i e fila j , devido à carga acidental.

FORMATO 10 F 8.2.

11º GRUPO: 1 cartão

DELT

no caso de estruturas contraventadas é o valor máximo admissível da relação Δ/h para as cargas de trabalho. No caso de estruturas não contraventadas é a relação Δ/h que é usada no dimensionamento preliminar.

FORMATO 1 F 8.2

12º GRUPO: quantidade variável de cartões

FH (I), I = 1, M

carga horizontal no nível i considerada concentrada.

FORMATO 10 F 8.2

13º GRUPO: 1 cartão

E = módulo de elasticidade

Fy = tensão de escoamento do aço

FORMATO 2 F 8.2

14º GRUPO: 1 cartão

NV = número de seções na tabela de vigas

NC = número de seções na tabela de colunas

ND = número de seções na tabela de contraventamento

FORMATO 3 I 3

15º GRUPO: NV cartões

(((SV (I, J), J = 1,4), A (I)), I = 1, NV)

em cada cartão são fornecidas as seguintes características do perfil; momento plástico (Z), altura (H), área (A), raio de giração (R_x) e nome. Os perfis devem ser colocados em ordem crescente em relação a Z.

FORMATO 4 F 8.2, T 40, A 6

16º GRUPO: NC cartões

(((SC (I, J), J = 1,4), A (J)), A (J)), I = 1, NC)

em cada cartão são fornecidas as seguintes características do perfil: área (A), módulo plástico (Z), raio de giração (R_x), raio de giração (R_y) e nome. Os perfis devem ser colocados em ordem crescente em relação à área A.

FORMATO 4 F 8.2, T 40, A 6

17º GRUPO: ND cartões

((SD (I, J), J = 1,2), A (I), A 1 (I), I = 1, ND)

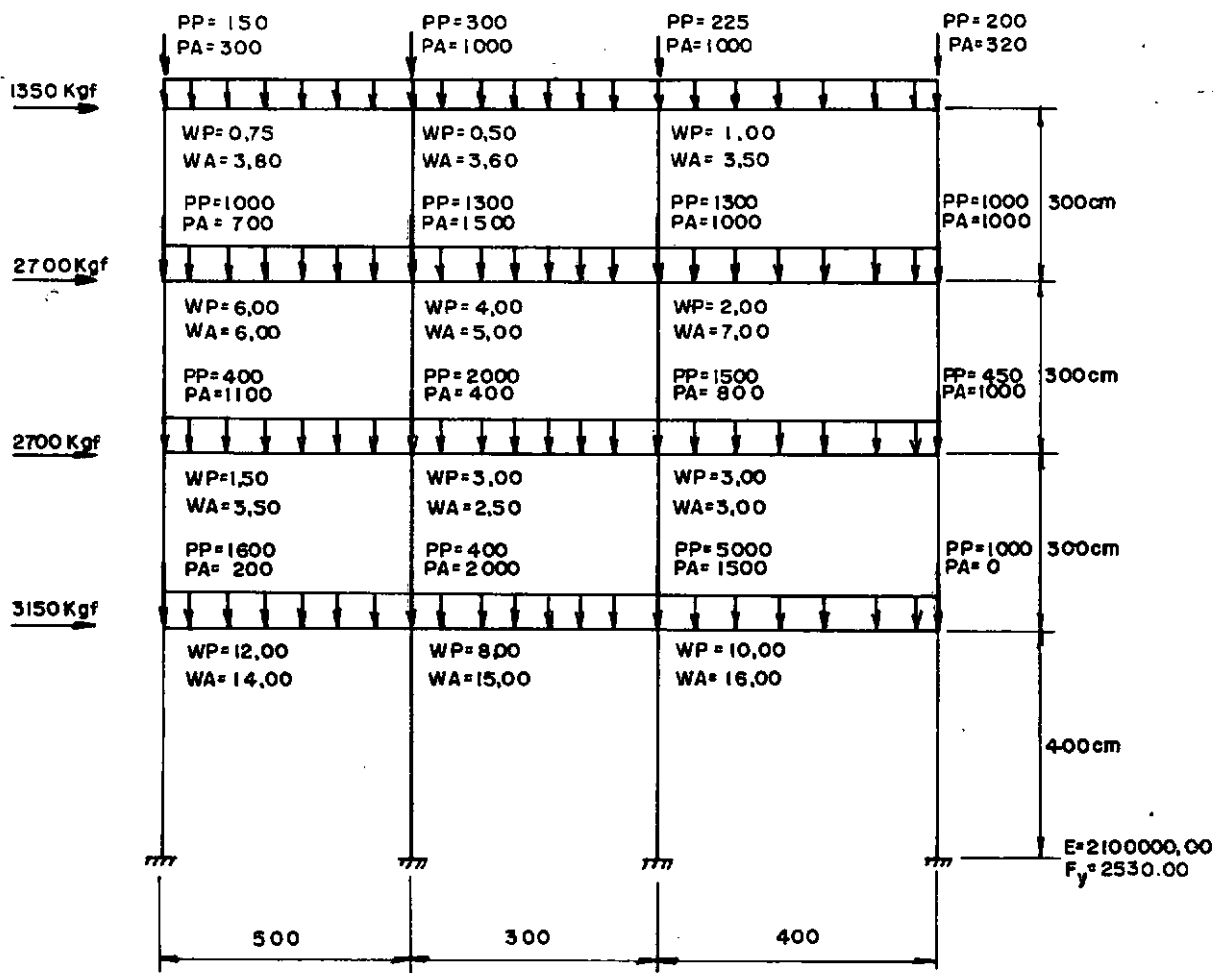
em cada cartão são fornecidas as seguintes características do perfil: área (A), raio de giração (R_y) e nome. Os perfis devem ser colocados em ordem crescente em relação à área. R_y é o menor dos raios de giração do material escolhido.

FORMATO: 2 F 8.2, T 40, 2 A 6

9.6) EXEMPLOS

Com o objetivo de verificar a exatidão do programa rodu-se a estrutura básica com seus carregamentos, apresentada na fig.(IX-4), para todos os casos possíveis cobertos pelo programa.

Obtiveram-se os seguintes resultados:



ESTRUTURA BÁSICA

FIGURA IX -4

a) Estrutura Suportada (figura(IX-5))

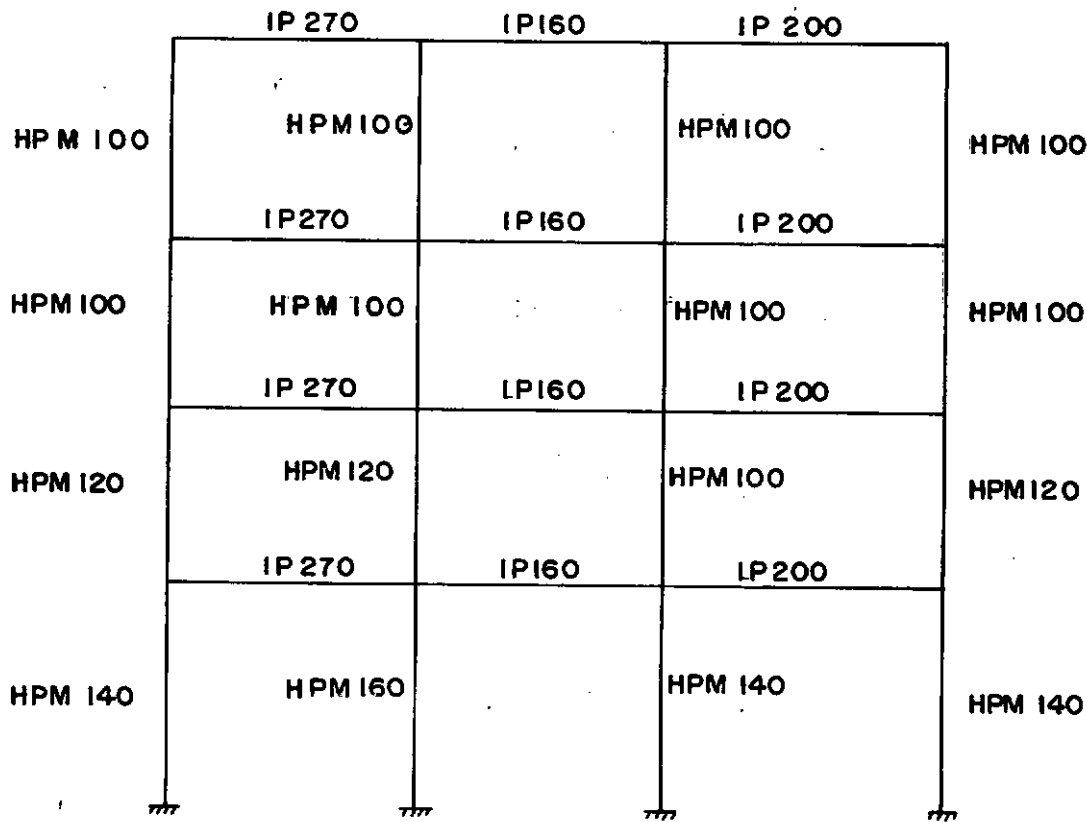


FIGURA IX -5

b) Estrutura Contraventada em X (figura(IX-6))

$$\Delta/h = 0.002 \quad F(I) = \{5.00, 3.75, 7.50, 3.00\}$$

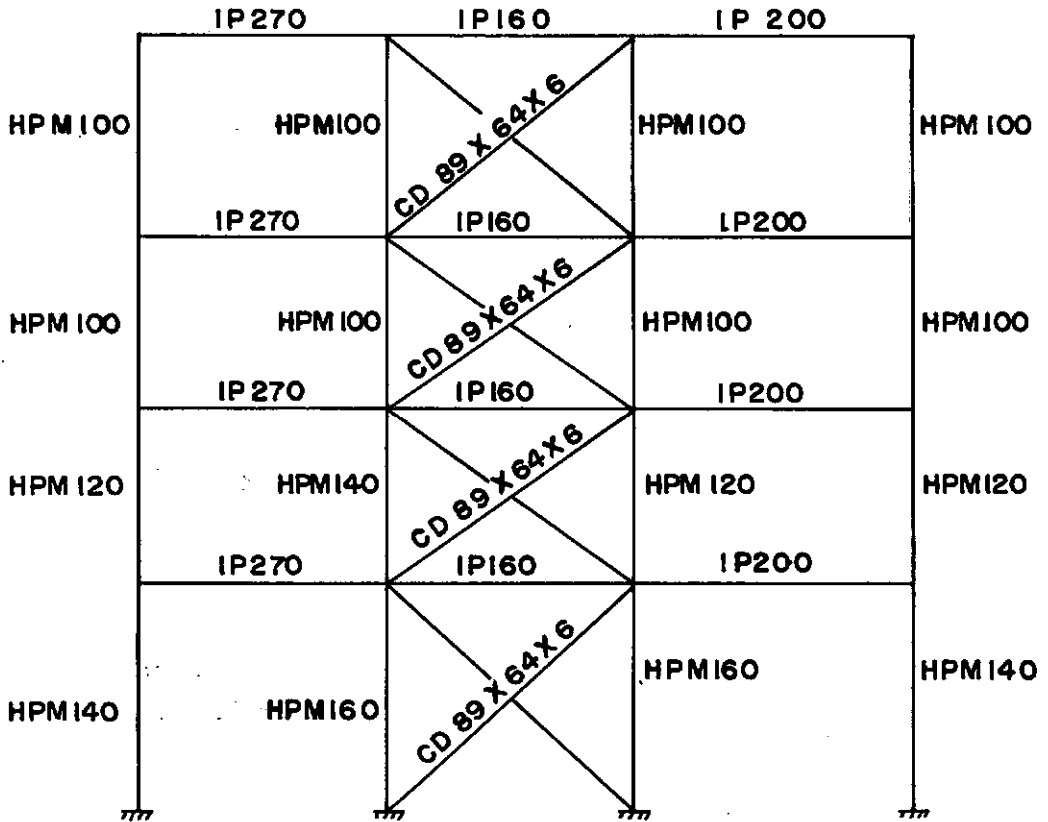


FIGURA IX-6

c) Estrutura Contraventada em V (figura(IX-7))

$$\Delta/h = 0.002 \quad F(I) = \{5.00, 3.75, 7.50, 3.00\}$$

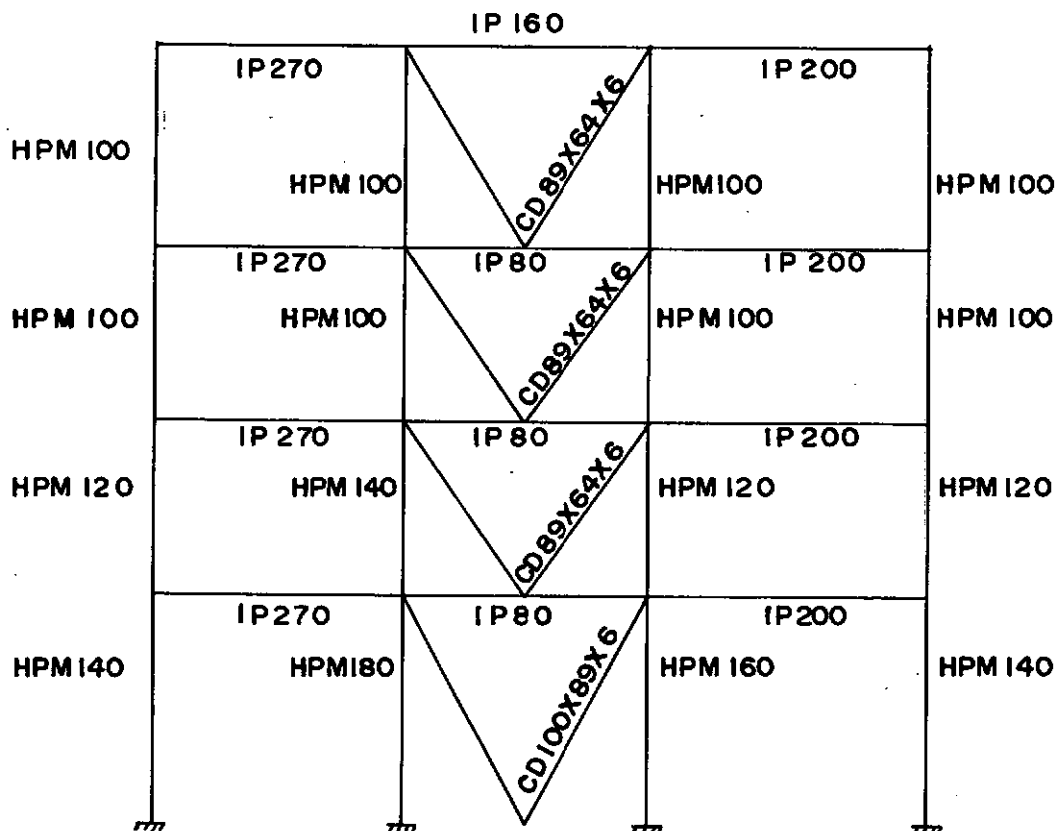


FIGURA IX-7

d) Estrutura Contraventada em V invertido (figura(IX-8))

$$\Delta/h = 0.002 \quad F(I) = \{5.00, 3.75, 7.50, \dots, 3.00\}$$

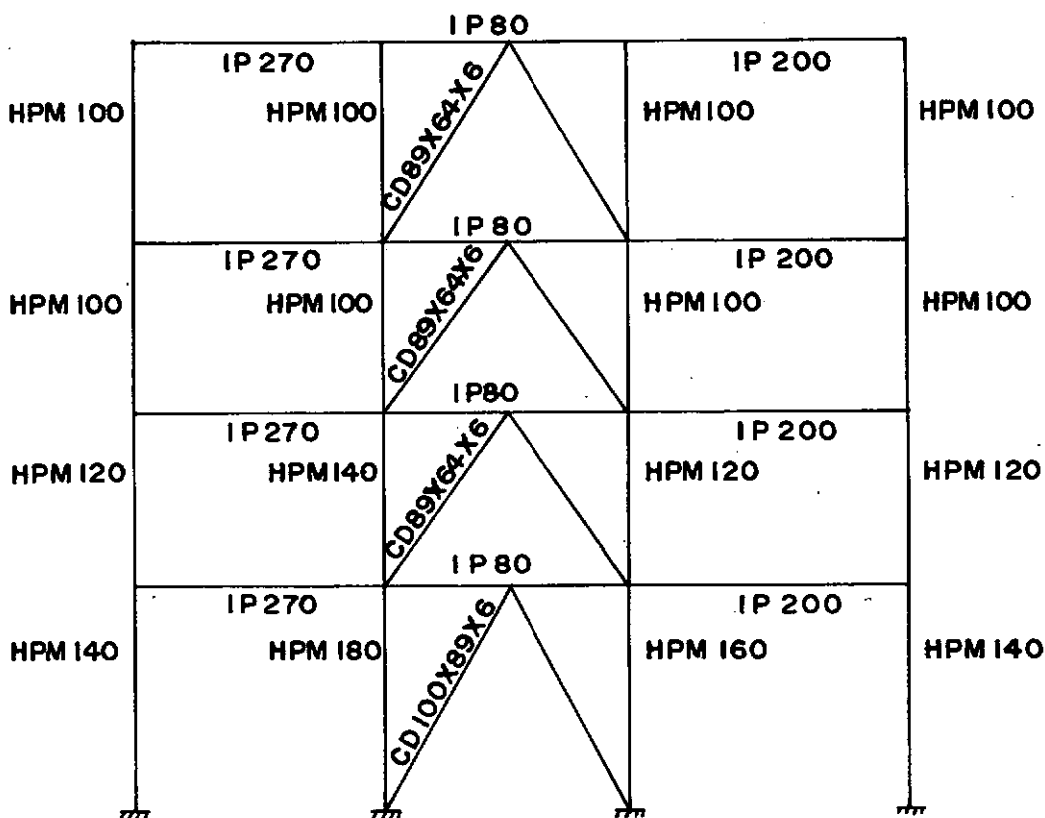


FIGURA IX-8

e) Estrutura Não Contraventada

Com o objetivo de verificar as aproximações feitas no programa, foi feito o seguinte:

I) Utilizou-se para o dimensionamento da estrutura somente a Análise Preliminar. O programa forneceu o seguinte dimensionamento (figura (IX-9)):

	IP 270	IP 160	IP 200	
HPM 100	HPM 100 IP 270	IP 160	HPM 100 IP 200	HPM 100
HPM 120	HPM 140 IP 270	IP 180	HPM 140 IP 200	HPM 120
HPM 140	HPM 160 IP 270	IP 220	HPM 160 IP 240	HPM 140
HPM 180	HPM 200		HPM 200	HPM 180

FIGURA IX -9

II) Nesta fase, conhecido o material fornecido pela Análise Preliminar, verificou-se a estabilidade da estrutura e alterou-se a mesma quando necessário. O programa forneceu o seguinte dimensionamento: (figura IX-10):

	IP 270	IP 160	IP 200	
HPM 100	HPM 100 IP 270		HPM 100 IP 200	HPM 100
HPM 120	HPM 140 IP 270		HPM 140 IP 200	HPM 120
HPM 140	HPM 160 IP 300		HPM 160 IP 270	HPM 140
HPM 180	HPM 200		HPM 200	HPM 180

FIGURA IX-10

Como pode-se observar, a Análise Preliminar fornece um razoável dimensionamento.

Nesta etapa surgiu um problema: o deslocamento lateral relativo de dois níveis, devido às cargas de trabalho, estava em torno de $0.01 \text{ h} \gg 0.0025 \text{ h}$. Este resultado obrigou a inclusão no programa de uma limitação do deslocamento lateral relativo de dois níveis. Considerou-se como aceitável o valor 0.0025 h .

III) Nesta etapa rodou-se o programa na sua concepção final. O resultado é apresentado na figura IX-11:

	IP 300	IP 180	IP 220	
HPM 120	HPM120 IP 270	IP 220	HPM 120 IP 240	HPM 120
HPP 140	HPM220 IP 270	IP 270	HPM 220 IP 270	HPP 140
HPM 220	HPM240 IP 330	IP 300	HPM 240 HPL 240	HPM 220
HPM 240	HPM260		HPM 260	HPM 240

FIGURA IX-II

O programa forneceu o deslocamento relativo de cada nível, quando submetido à carga combinada fatorada. O resultado revelou que a condição crítica para este específico problema é o deslocamento relativo de dois níveis sucessivos. Observou-se, também, que a estrutura suporta a carga combinada fatorada no regime elástico.

IV) Com o objetivo de comparar os resultados fornecidos pelo programa, analisou-se a estrutura no regime elástico com a ajuda do programa STRUDL. O resultado da análise linear de-

ve fornecer valores próximos dos fornecidos pelo programa, pois, esta estrutura tem somente quatro andares.

O programa forneceu os seguintes valores para o deslocamento lateral relativo dos níveis, quando submetido às cargas de trabalho:

1º andar: 0.0020 h

2º andar: 0.0021 h

3º andar: 0.0019 h

4º andar: 0.0022 h

Estes resultados estão de acordo com o esperado. O programa também forneceu as tensões em cada barra da estrutura. A tensão máxima obtida, para quando a estrutura está sujeita à carga combinada fatorada, foi $1778 \text{ Kg/cm}^2 < F_y$, confirmando-se o resultado fornecido pelo programa apresentado neste trabalho.

Todas as sub-rotinas foram testadas por meio da impressão dos valores intermediárias dos problemas aqui apresentados.

X - CONCLUSÕES

No programa aqui desenvolvido são levados em consideração os principais fatores que afetam o dimensionamento de edifícios de andares múltiplos regulares encontrados na prática.

Na estrutura contraventada, a parte aporticada, é inicialmente dimensionada para resistir às cargas verticais. Conhecido o material do pórtico, o sistema do contraventamento vertical é dimensionado para evitar a instabilidade da estrutura, a sua flambagem e limitar o deslocamento lateral de dois níveis sucessivos, segundo um valor previamente estabelecido.

A estrutura não contraventada é inicialmente pré-dimensionada para resistir às cargas verticais e horizontais e ao efeito $P-\Delta$, evitando o colapso pela formação de um mecanismo, quando pré-estabelecido o deslocamento Δ na formação do mecanismo. Conhecido o material do pórtico, verifica-se para cada andar se é capaz de resistir às forças aplicadas e ao efeito $P-\Delta$, sem a formação de um mecanismo; e também é verificado se o deslocamento lateral de dois níveis sucessivos é menor em valor do que o previamente estabelecido. Caso não sejam satisfeitas as condições anteriores o material é alterado e o andar é novamente verificado.

Nas estruturas encontradas na prática pode-se verificar que o fator preponderante no dimensionamento é a limitação do deslocamento lateral de dois níveis sucessivos. Esta limitação reduz drasticamente o efeito $P-\Delta$, que é um fator preponde-

rante no dimensionamento plástico. A estrutura não contraventa-da usada como exemplo neste trabalho confirma esta afirmação: a tensão máxima obtida foi de $1368 \text{ Kg/cm}^2 \ll F_y$, quando sujeita a carga de trabalho.

Seja a limitação igual a $0.0025 h$, o momento de segunda ordem, M_s , é igual a $\Sigma P \times 0.0025 h$; contudo, normalmente $\Sigma P \in (30 \Sigma H, 60 \Sigma H)$; logo, $M_s \in (0.075 \Sigma H \times h, 0.15 \Sigma H \times h)$. O momento de primeira ordem, M_f , é igual a $\Sigma H \times h$, logo, $M_s \approx 11\% M_f$. Para a carga combinada fatorada $M_s \in (0.10 M_f, 0.20 M_f)$.

Certos fatores não foram considerados, devido à sua não importância em estruturas desse tipo, como:

- 1) Fadiga - não é importante, pois, o número de ciclos de carregamento é baixo e, com as condições impostas pelo programa, normalmente a estrutura trabalha no regime elástico quando submetida a carga de trabalho;
- 2) "Incremental Collapse" - que é a ruptura caracterizada pelo incremento da deformação durante cada ciclo de carregamento. Existe um conjunto de cargas para cada estrutura, que é chamado "Shake-Down Loads", P_s , que garante que se a estrutura for carregada com cargas menores do que estas, as deformações irão se estabilizar. Prova-se²² que para estruturas do tipo aqui estudadas, dimensionadas para cargas estáticas, não há necessidade de verificar o "Incremental Collapse", pois, $P_s \approx P_y$.

O programa desenvolvido fornece resultados satisfatórios, como foi visto no capítulo IX, desde que todas as hipóte-

ses e restrições assumidas sejam satisfeitas. Em edifícios residenciais e de escritórios, pode-se considerar que estas condições são obedecidas.

Pode-se vir a desenvolver no futuro um programa para resolver estruturas quaisquer e obter resultados compatíveis com o comportamento do material. Certos fatores podem ser levados em consideração, como:

- 1) Momento causado pelo encurtamento relativo das colunas. Quando a estrutura não é simétrica, estes momentos podem ser fator preponderante no dimensionamento;
- 2) Consideração da plastificação das seções em torno de uma rótula plástica;
- 3) Desenvolver um método para otimização do material.

BIBLIOGRAFIA

1. DANIELS, J. H., LU L. W. - The Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-story Frames, Report No.273.37, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, March 1966.
2. American Institute of Steel Construction Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Building, Manual of Steel Construction, 8th ed. AISC, New York, 1980.
3. BEEDLE, L. S. - Plastic Design of Steel Frames, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1958.
4. DRISCOLL, G. J., Jr et al. - Plastic Design of Multi-story Frames. Lecture Notes and Design Aids, Reports Nos. 273.20 and 273.24, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, 1965.
5. DRISCOLL, G. C., J. O. ARMACOST and W. C. HANSELL - Plastic Design of Multi-story Frames by Computer. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST 1, 71-82, Jan. 1970.
6. De BUEN, O. - A Modification to the Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-story Frames. Engineering Journal, AISC, Vol. 6, No. 4, 138-146, Oct. 1969.

7. DISQUE, R. O. - Applied Plastic Design of Unbraced Multi-story Frames. Engineering Journal, AISC, Vol. 8, No. 4, 250-253, Oct. 1971.
8. LU, L. W, E. OZER, J. H. DANIELS, O. S. OKTEN, S. MORINO - Strength and Drift Characteristics of Steel Frames. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST11, 2225-2241, Nov. 1977.
9. DANIELS, J. H. - A Plastic Method for Unbraced Frame Design. Engineering Journal, AISC, New York, 141-149, Oct. 1966.
10. CHEONG-SIAT-MOY, F. - Inelastic Sway Buckling of Multi-story Frames. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST 1, 65-75, Jan. 1976.
11. CHEONG-SIAT-MOY, F. - Consideration of Secondary Effects in Frame Design, Journal of Structural Division, Vol. 103, No. ST 10, 2005-2019, Oct. 1977.
12. CHEONG-SIAT-MOY, F. OZER, E. and LU, L. W. - Sway Buckling and Design of Unbraced Steel Frames. Report No. 396.1, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pa, May 1976.
13. ALVAREZ, R. J., C. BIRNSTIEL - Inelastic Stability of Multi-story, Multibay Rigid Frames. ASCE, Preprint 716, 1968.

14. JONATOWSKI, J. J., C. BINSTIEL - Elasto-Plastic Analysis of Space Frame Works. ASCE, Preprint 1169, 1970.
15. BIRNSTIEL, C., J. S. B. IFFLAND - Factors Influencing Frame Stability. ASCE, Preprint 3548, 1979.
16. DRISCOLL, G. C., Jr., ARMACOST, J. O., III, and LU, L. W.- Plastic Design of Multi-story Frames - Unbraced Frames. Report No. 345.2, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pa., June, 1968.
17. SALMON, C. G., JOHNSON, J. E. - Steel Structures - Design and Behavior, Harper and Row, Publishers, New York, 1981.
18. Plastic Design of Braced Multi-story Steel Frames, American Iron and Steel Institute, New York, 1968.
19. DISQUE, R. O. - Applied Plastic Design in Steel. Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1974.
20. WANG, C. K. - Statically Indeterminate Structures. McGraw-Hill Book Company, New York, 1953.
21. WANG, C. K. - Matrix Methods of Structural Analysis, 2d ed. American Book Co., Madison, Wisc, 1970.
22. Plastic Design in Steel. A Guide and Commentary. ASCE-1971.

23. NAKAMURA, Y. - Plastic Design Method of Multi-story Planar Frames. Thesis Ph. D, Lehigh University, 1968.
24. EMKIN, LEROY Z. - A Computer-Based Optimization Method for Plastic Design of Braced Frames. Thesis Ph. D., Lehigh University, 1970.
25. Structural Design of Tall Steel Buildings - International Conference on Planning and Design of Tall Buildings. Lehigh University, Bethlehem, Pa., August, 1972.
26. EMKIN, LEROY Z. - Plastic Design of Multi-story Steel Frames by Computer. Journal of The Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST 11, 2373-2389, Nov. 1970.
27. EMKIN, LEROY Z. - Storywise Plastic Design for Multi-story Steel Frames. Journal of The Structural Division, ASCE, Vol. 98, No. ST 1, 327-345, Jan. 1972.
28. ZIENKIEWICZ, O. C. - The Finite Element Method, McGraw-Hill Book Company, London, 1977.

ANEXO ILISTAGENS DOS PROGRAMAS

Neste anexo são apresentadas as listagens de saída dos exemplos da seção 9.6 e o programa em sua íntegra; contudo, para o perfeito entendimento, é fornecido o significado das variáveis em cada BLOCO de COMMON.

COMMON/B1/CD, NSD

CD (I), I = 1, M

comprimento da diagonal no nível i.

NSD (I), I = 1, M

número do material da diagonal no nível i, em relação à tabela fornecida.

COMMON/B2/F

F (I), I = 1, M

fator de ampliação das cargas verticais no nível i, para o cálculo do efeito P- Δ , em estruturas contraventadas.

COMMON/B3/FH

FH (I), I = 1, M

carga horizontal no nível i, considerada concentrada.

COMMON/B4/FVH, FVHDE

FVH (I), I = 1, M

força de cisalhamento no nível i, devido à força horizontal.

FVHDE (I), I = 1, M

força de cisalhamento no nível i, devido ao efeito P- Δ .

COMMON/B5/FVPA

FVPA (I), I = 1, M

força axial na viga no nível i, em pórticos contraventados em V ou V invertido, devido ao peso próprio mais a carga accidental.

COMMON/B6/H

H (I), I = 1, M

altura do nível i.

COMMON/B7/HC

HC (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

altura estimada da seção da coluna, no nível i e fila j.

COMMON/B8/HMC

HMC (I, J), I = 1, M e J = 1, N

altura média da seção da coluna, no nível i e fila j.

COMMON/B9/MCI, MCS

MCI (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

momento inferior na coluna, no nível i e fila j, devido ao peso próprio mais carga accidental.

MCS (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

momento superior na coluna, no nível i e fila j, devido ao peso próprio mais carga accidental.

COMMON/B10/MPV

MPV (I, J), I = 1, M e J = 1, N

momento plástico da viga, no nível i e vão j, devido ao peso próprio mais carga acidental.

COMMON/B11/NSC

NSC (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

número do material da coluna, no nível i e fila j, em relação à tabela fornecida.

COMMON/B12/NSV

NSV (I, J), I = 1, M e J = 1, N

número do material da viga, no nível i e vão j, em relação à ta
bela fornecida.

COMMON/B13/PC

PC (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

carga axial na coluna, no nível i e fila j, devido ao peso próprio mais carga acidental.

COMMON/B14/PCDEL, PCVE

PCDEL (I), I = 1, M

carga axial na coluna no nível i, do vão contraventado, devido ao efeito P-Δ.

PCVE (I), I = 1, M

carga axial na coluna no nível i, do vão contraventado, devido à carga horizontal.

COMMON/B15/PNA, PNP

PNA (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

carga concentrada na coluna, no nível i e fila j, devido à carga accidental.

PNP (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

carga concentrada na coluna, no nível i e fila j, devido ao peso próprio.

COMMON/B16/SC

SC (I, J), I = 1, NC e J = 1,4

propriedades geométricas do perfil dado na posição i, na tabela de colunas.

COMMON/B17/SD

SD (I, J), I = 1, ND e J = 1,2

propriedades geométricas do perfil dado na posição i, da tabela de diagonais.

COMMON/B18/SV

SV (I, J), I = 1, NV e J = 1,4

propriedades geométricas do perfil dado na posição i da tabela de vigas.

COMMON/B19/V

V (J), J = 1, N

comprimento do vão j.

COMMON/B20/VL

VL (J), J = 1, N

comprimento do vão livre j.

COMMON/B21/WA, WP

WA (I, J), I = 1, M e J = 1, N

carga uniformemente distribuída na viga, no nível i e vão j, devido à carga accidental.

WP (I, J), I = 1, M e J = 1, N

carga uniformemente distribuída na viga, no nível i e vão j, devido ao peso próprio.

COMMON/B22/C, C1, C2, C3, DELT, E, FY, ITC, ITE, IVC, M, N, NC, ND, NV, NS

C

controle, para alertar ao calculista que a tabela fornecida de vigas não satisfaz ao dimensionamento.

C1

controle, para alertar ao calculista que a tabela fornecida de colunas não satisfaz ao dimensionamento.

C2

controle, para alertar ao calculista que a tabela fornecida de diagonais não satisfaz ao dimensionamento.

C3

controle, para alertar ao calculista que na verificação da estabilidade da estrutura não contraventada os materiais fornecidos nas tabelas não satisfazem ao dimensionamento.

DELT

no caso de estruturas contraventadas é o máximo valor admissível da relação Δ/h para as cargas de trabalho. No caso de estruturas não contraventadas é a relação Δ/h que é usada no dimensionamento preliminar.

E

módulo de elasticidade;

FY

tensão de escoamento do aço;

ITC

tipo de contraventamento;

ITE

tipo de estrutura;

IVC

vão contraventado;

M

número de andares;

N

número de vãos;

NC

número de perfis fornecidos para compor a tabela de colunas;

ND

número de perfis fornecidos para compor a tabela de diagonais;

NV

número de perfis fornecidos para compor a tabela de vigas;

NS

controle.

COMMON/B23/M1, M2

M1 (I, J), I = 1, M e J = 1, N

momento máximo na extremidade da viga, no nível i e vão j, devido à carga combinada mais o efeito P- Δ .

M2 (I, J), I = 1, M e J = 1, N

momento mínimo na extremidade da viga, no nível i e vão j, devido à carga combinada mais o efeito P- Δ .

COMMON/B24/FVCC, MP1

FVCC (I, J), I = 1, M e J = 1, N

força axial na viga, no nível i e vão j, devido à carga horizontal mais o efeito P- Δ .

MP1 (I, J), I = 1, M e J = 1, N

momento plástico na viga, no nível i e vão j, devido à carga combinada mais o efeito P- Δ .

COMMON/B25/MCI1, MCI2, MCS1, MCS2

MCI1 (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

momento inferior na coluna, no nível i e fila j, devido à carga combinada (carga horizontal atuando da esquerda para direita) mais o efeito P- Δ .

MCI2 (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

momento inferior na coluna, no nível i e fila j, devido à carga combinada (carga horizontal atuando da direita para esquerda) mais o efeito P- Δ .

MCS1 (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

momento superior na coluna, no nível i e fila j, devido à car-

ga combinada (carga horizontal atuando da esquerda para direi
ta) mais o efeito $P-\Delta$.

MCS2 (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

momento superior na coluna, no nível i e fila j, devido à car-
ga combinada (carga horizontal atuando da direita para esquer-
da) mais o efeito $P-\Delta$.

COMMON/B26/MC

MC (I), I = 1, M

momento que deve ser resistido pelas colunas no nível i, na aná
lise preliminar, devido à carga horizontal mais o efeito $P-\Delta$.

COMMON/B27/PCCC

PCCC (I, J), I = 1, M e J = 1, N + 1

força axial na coluna, no nível i e fila j, devido à carga hori
zontal mais o efeito $P-\Delta$.

I.1) EXEMPLO a DA SEÇÃO 9.6

NUMERO DE ANDARES 4

NUMERO DE VAOS 3

TIPO DE ESTRUTURA

SUPORTADA

PE DIREITO DE CADA NIVEL,H(I)

300.00 300.00 300.00 400.00

COMPRIMENTO DO VAO,V(I)

500.00 300.00 400.00

LARGURA DA COLUNA (ESTIMADA) NO NIVEL I E POSIÇÃO J,HC(I,J)

30.00	40.00	40.00	30.00
30.00	40.00	40.00	30.00
40.00	50.00	50.00	40.00
40.00	50.00	50.00	40.00

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO AO PESO PROPRIO NO NIVEL I E VAO J,WP(I,J)

.750	.500	1.000
6.000	4.000	2.000
1.500	3.000	3.000
12.000	8.000	10.000

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO A CARGA ACIDENTAL NO NIVEL I E VAO J,WA(I,J)

3.800	3.600	3.500
6.000	5.000	7.000
3.500	2.500	3.000
14.000	15.000	16.000

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO AO PESO PROPRIO,PNP(I,J)

150.0	300.0	225.0	200.0
1000.0	1300.0	1300.0	1000.0
400.0	2000.0	1500.0	450.0
1600.0	400.0	5000.0	1000.0

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO A CARGA ACIDENTAL,PNA(I,J)

300.0	1000.0	1000.0	320.0
700.0	1500.0	1000.0	1000.0
1100.0	400.0	800.0	1000.0
200.0	2000.0	1500.0	0.0

MODULO DE ELASTICIDADE E 2100000.

TENSÃO DE ESCOAMENTO FY 2530.00

TABELA DE VIGAS

NUMERO(NSV)	MODULO PLASTICO(Z)	ALTURA(H)	AREA(A)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	TIPO DE SEÇÃO
1	22.5	8.0	7.6	3.2	IP80
2	37.6	10.0	10.3	3.2	IP100
3	56.5	12.0	13.2	4.9	IP120
4	78.4	9.6	21.2	4.1	HPL100
5	85.8	14.0	16.4	5.7	IP140
6	113.0	11.4	25.3	4.9	HPL120
7	119.0	16.0	20.1	6.6	IP160
8	160.9	18.0	23.9	7.4	IP180
9	166.7	13.3	31.4	5.7	HPL140
10	209.7	20.0	28.5	8.3	IP200

11	232.0	15.2	38.8	6.6	HPL160
12	273.3	22.0	33.4	9.1	IP220
13	310.8	17.1	45.3	7.5	HPL180
14	346.0	24.0	39.1	10.0	IP240
15	407.0	19.0	53.8	8.3	HPL200
16	460.5	27.0	45.9	11.2	IP270
17	543.4	21.0	64.3	9.2	HPL220
18	602.1	30.0	53.8	12.5	IP300
19	707.4	23.0	76.8	10.1	HPL240
20	762.8	33.0	62.6	13.7	IP330
21	866.8	25.0	86.8	11.0	HPL260
22	973.7	36.0	72.7	15.0	IP360
23	1054.6	27.0	97.3	11.9	HPL280

24	1238.3	40.0	84.5	16.5	IP400
25	1305.1	29.0	113.0	12.7	HPL300
26	1554.6	31.0	124.0	13.6	HPL320
27	1623.9	45.0	98.8	18.5	IP450
28	1761.3	33.0	133.0	14.4	HPL340
29	1993.7	35.0	143.0	15.2	HPL360
30	2107.3	55.0	116.0	20.4	IP500
31	2455.4	39.0	159.0	16.8	HPL400
32	2662.2	55.0	134.0	22.3	IP550
33	3095.1	44.0	178.0	18.9	HPL450
34	3376.1	60.0	156.0	24.3	IP600
35	3813.7	49.0	198.0	21.0	HPL500
36	4471.6	54.0	212.0	23.0	HPL550

37

5185.2

59.0

226.0

25.0

HPL600

TABELA DE COLUNAS

NUMERO(NSC)	AREA(A)	MODULO PLASTICO(Z)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	RAIO DE GIRAÇÃO(RY)	TIPO DE SEÇÃO
1	26.0	99.6	4.2	2.5	HPM100
2	34.0	159.5	5.0	3.1	HPM120
3	43.0	238.6	5.9	3.6	HPM140
4	53.2	231.2	4.6	2.7	HPP100
5	54.3	341.7	6.8	4.1	HPM160
6	65.3	467.4	7.7	4.6	HPM180
7	66.4	344.9	5.5	3.3	HPP120
8	78.1	620.1	8.5	5.1	HPM200
9	80.6	487.0	6.4	3.8	HPP140
10	91.0	802.0	9.4	5.6	HPM220
11	97.1	662.3	7.3	4.3	HPP160

12	106.0	1059.3	10.3	6.1	HPM240
13	113.0	869.4	8.1	4.8	HPP180
14	118.0	1229.9	11.2	6.6	HPM260
15	131.0	1126.3	9.0	5.3	HPP200
16	131.0	1476.8	12.1	7.1	HPM280
17	149.0	1394.4	9.9	5.8	HPP220
18	149.0	1709.5	13.0	7.6	HPM300
19	161.0	2065.7	13.8	7.6	HPM320
20	171.0	2319.0	14.6	7.5	HPM340
21	181.0	2588.2	15.5	7.5	HPM360
22	198.0	3125.4	17.1	7.4	HPM400
23	200.0	2079.7	11.0	6.4	HPP240
24	218.0	3661.6	19.1	7.3	HPM450

25	220.0	2470.6	11.9	6.9	HPP260
26	239.0	4552.4	21.2	7.3	HPM500
27	240.0	2908.0	12.8	7.4	HPP280
28	254.0	5440.0	23.2	7.2	HPM550
29	270.0	6260.0	25.2	7.1	HPM600
30	303.0	3999.5	14.0	8.0	HPP300
31	312.0	4351.5	14.8	8.0	HPP320
32	316.0	4628.4	15.6	7.9	HPP340
33	319.0	4894.5	16.3	7.8	HPP360
34	326.0	5464.3	17.9	7.7	HPP400
35	335.0	6210.3	19.8	7.6	HPP450
36	344.0	6959.1	21.7	7.5	HPP500
37	354.0	7782.5	23.6	7.4	HPP550

38

364.0

6606.9

25.6

7.2

HPP600

CARGAS NAS FUNDAÇÕES

PESO PROPRIO MAIS CARGA ACIDENTAL

VERTICAL	15673.4	23653.9	24491.3	12545.8
----------	---------	---------	---------	---------

MATERIAL DA COLUNA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSC(I,J)

1	1	1	1
1	1	1	1
2	2	1	2
3	5	3	3

MATERIAL DA VIGA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSV(I,J)

16	7	10
16	7	10
16	7	10
16	7	10

I.2) EXEMPLO b DA SEÇÃO 9.6

NUMERO DE ANDARES 4

NUMERO DE VAOS 3

TIPO DE ESTRUTURA

CONTRAVENTADA

TIPO DE CONTRAVENTAMENTO

TIPO X

VAO CONTRAVENTADO 2

FATOR DE INFLUENCIA PARA CADA NIVEL,F(I)

5.00 3.75 7.50 3.00

PE DIREITO DE CADA NIVEL,H(I)

300.00 300.00 300.00 400.00

COMPRIMENTO DO VAO,V(I)

500.00 300.00 400.00

LARGURA DA COLUNA (ESTIMADA) NO NIVEL I E POSIÇÃO J,HC(I,J)

30.00	40.00	40.00	30.00
30.00	40.00	40.00	30.00
40.00	50.00	50.00	40.00
40.00	50.00	50.00	40.00

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO AO PESO PROPRIO NO NIVEL I E VAO J,WP(I,J)

.750	.500	1.000
6.000	4.000	2.000
1.500	3.000	3.000
12.000	8.000	10.000

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO A CARGA ACIDENTAL NO NIVEL I E VAO J,WA(I,J)

3.800	3.600	3.500
6.000	5.000	7.000
3.500	2.500	3.000
14.000	15.000	16.000

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO AO PESO PROPRIO,PNP(I,J)

150.0	300.0	225.0	200.0
1000.0	1300.0	1300.0	1000.0
400.0	2000.0	1500.0	450.0
1600.0	400.0	5000.0	1000.0

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO A CARGA ACIDENTAL,PNA(I,J)

300.0	1000.0	1000.0	320.0
700.0	1500.0	1000.0	1000.0
1100.0	400.0	800.0	1000.0
200.0	2000.0	1500.0	0.0

VALOR DE DELT/H .0020

CARGA CONCENTRADA ,NO NIVEL I,DEVIDO AO VENTO,FH(I)

1350.0	2700.0	2700.0	3150.0
--------	--------	--------	--------

MODULO DE ELASTICIDADE E 2100000.

TENSAO DE ESCOAMENTO FY 2530.00

TABELA DE VIGAS

NUMERO(NSV)	MODULO PLASTICO(Z)	ALTURA(H)	AREA(A)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	TIPO DE SEÇÃO
1	22.5	8.0	7.6	3.2	IP80
2	37.6	10.0	10.3	3.2	IP100
3	58.5	12.0	13.2	4.9	IP120
4	78.4	9.6	21.2	4.1	HPL100
5	85.8	14.0	16.4	5.7	IP140
6	113.0	11.4	25.3	4.9	HPL120
7	119.0	16.0	20.1	6.6	IP160
8	160.9	18.0	23.9	7.4	IP180
9	166.7	13.3	31.4	5.7	HPL140
10	209.7	20.0	28.5	8.3	IP200

11	232.0	15.2	38.8	6.6	HPL160
12	273.3	22.0	33.4	9.1	IP220
13	310.8	17.1	45.3	7.5	HPL180
14	346.0	24.0	39.1	10.0	IP240
15	407.0	19.0	53.8	8.3	HPL200
16	460.5	27.0	45.9	11.2	IP270
17	543.4	21.0	64.3	9.2	HPL220
18	602.1	30.0	53.8	12.5	IP300
19	707.4	23.0	76.8	10.1	HPL240
20	762.8	33.0	62.6	13.7	IP330
21	866.8	25.0	86.8	11.0	HPL260
22	973.7	36.0	72.7	15.0	IP360
23	1054.6	27.0	97.3	11.9	HPL280

24	1238.3	40.0	84.5	16.5	IP400
25	1305.1	29.0	113.0	12.7	HPL300
26	1554.6	31.0	124.0	13.6	HPL320
27	1623.9	45.0	98.8	18.5	IP450
28	1761.3	33.0	133.0	14.4	HPL340
29	1993.7	35.0	143.0	15.2	HPL360
30	2107.3	55.0	116.0	20.4	IP500
31	2455.4	39.0	159.0	16.8	HPL400
32	2662.2	55.0	134.0	22.3	IP550
33	3095.1	44.0	178.0	18.9	HPL450
34	3376.1	60.0	156.0	24.3	IP600
35	3813.7	49.0	198.0	21.0	HPL500
36	4471.6	54.0	212.0	23.0	HPL550

37

5185.2

59.0

226.0

.25.0

HPL600

TABELA DE COLUNAS

NUMERO(NSC)	AREA(A)	MODULO PLASTICO(Z)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	RAIO DE GIRAÇÃO(RY)	TIPO DE SEÇÃO
1	26.0	99.6	4.2	2.5	HPM100
2	34.0	159.5	5.0	3.1	HPM120
3	43.0	238.6	5.9	3.6	HPM140
4	53.2	231.2	4.6	2.7	HPP100
5	54.3	341.7	6.8	4.1	HPM160
6	65.3	467.4	7.7	4.6	HPM180
7	66.4	344.9	5.5	3.3	HPP120
8	78.1	620.1	8.5	5.1	HPM200
9	80.6	487.0	6.4	3.8	HPP140
10	91.0	802.0	9.4	5.6	HPM220
11	97.1	662.3	7.3	4.3	HPP160

12	106.0	1059.3	10.3	6.1	HPM240
13	113.0	869.4	8.1	4.8	HPP180
14	118.0	1229.9	11.2	6.6	HPM260
15	131.0	1126.3	9.0	5.3	HPP200
16	131.0	1476.8	12.1	7.1	HPM280
17	149.0	1394.4	9.9	5.8	HPP220
18	149.0	1709.5	13.0	7.6	HPM300
19	161.0	2065.7	13.8	7.6	HPM320
20	171.0	2319.0	14.6	7.5	HPM340
21	181.0	2588.2	15.5	7.5	HPM360
22	198.0	3125.4	17.1	7.4	HPM400
23	200.0	2079.7	11.0	6.4	HPP240
24	218.0	3861.6	19.1	7.3	HPM450

25	220.0	2470.6	11.9	6.9	HPP260
26	239.0	4552.4	21.2	7.3	HPM500
27	240.0	2908.0	12.8	7.4	HPP280
28	254.0	5440.0	23.2	7.2	HPM550
29	270.0	6260.0	25.2	7.1	HPM600
30	303.0	3999.5	14.0	8.0	HPP300
31	312.0	4351.5	14.8	8.0	HPP320
32	316.0	4628.4	15.6	7.9	HPP340
33	319.0	4894.5	16.3	7.8	HPP360
34	326.0	5464.3	17.9	7.7	HPP400
35	335.0	6210.3	19.8	7.6	HPP450
36	344.0	6959.1	21.7	7.5	HPP500
37	354.0	7782.5	23.6	7.4	HPP550

38

364.0

8606.9

25.6

7.2

HPP600

TABELA DE DIAGONAIS

NUMERO(NSD)	AREA(A)	RAIO DE GIRAÇÃO(RY)	TIPO DE SEÇÃO
1	18.6	2.8	CD89X64X6
2	23.0	2.8	CD89X64X8
3	18.6	2.8	CD100X89X6
4	27.0	3.3	CD100X75X8
5	27.2	2.8	CD89X64X9.5
6	29.0	3.9	CD100X89X8
7	32.0	3.3	CD100X75X9.5
8	33.0	3.7	CD125X89X8
9	34.5	4.0	CD100X89X9.5
10	37.0	3.4	CD100X75X11

11	39.4	3.7	CD125X89X9.5
12	39.9	4.0	CD100X89X11
13	41.9	3.4	CD100X75X12
14	45.2	3.9	CD100X89X12
15	45.5	3.7	CD125X89X11
16	46.6	4.1	CD150X100X9.
17	51.6	3.8	CD125X89X12
18	53.8	4.1	CD150X100X11
19	59.7	3.8	CD125X89X14
20	61.3	4.1	CD150X100X12
21	63.5	3.8	CD125X89X16
22	68.5	4.1	CD150X100X14
23	69.3	3.9	CD125X89X17

24	74.2	3.8	CD200X100X12
25	75.0	3.9	CD125X89X19
26	75.6	4.2	CD150X100X16
27	82.6	4.3	CD150X100X18
28	83.0	3.8	CD200X100X14
29	89.5	4.3	CD150X100X19
30	91.7	3.9	CD200X100X16
31	100.4	3.9	CD200X100X18
32	108.9	3.9	CD200X100X19
33	117.3	4.0	CD200X100X21
34	125.5	4.0	CD200X100X22
35	132.8	4.1	CD200X100X24
36	141.9	4.1	CD200X100X25

CARGAS NAS FUNDAÇÕES

PESO PROPRIO MAIS CARGA ACIDENTAL

VERTICAL	15673.4	23653.9	24491.3	12545.8
----------	---------	---------	---------	---------

VENTO DA ESQUERDA

VERTICAL	0.0	-25350.0	25350.0	0.0
----------	-----	----------	---------	-----

HORIZONTAL	0.0	-9900.0	0.0	0.0
------------	-----	---------	-----	-----

EFEITO P-DELTA

VERTICAL	0.0	-2089.8	2089.8	0.0
----------	-----	---------	--------	-----

HORIZONTAL	0.0	-835.0	0.0	0.0
------------	-----	--------	-----	-----

COMPRIMENTO DA DIAGONAL NO NIVEL I,CD(I)

424.26 424.26 424.26 500.00

MATERIAL DA DIAGONAL NO NIVEL I,RETIRADO DA TABELA DADA,NSD(I)

1 1 1 1

MATERIAL DA COLUNA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSC(I,J)

1	1	1	1
1	1	1	1
2	3	2	2
3	5	5	3

MATERIAL DA VIGA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSV(I,J)

16	7	10
16	7	10
16	7	10
16	7	10

I.3) EXEMPLO c DA SEÇÃO 9.6

NUMERO DE ANDARES 4

NUMERO DE VAOS 3

TIPO DE ESTRUTURA
CONTRAVENTADA

TIPO DE CONTRAVENTAMENTO
TIPO V

VAO CONTRAVENTADO 2

FATOR DE INFLUENCIA PARA CADA NIVEL,F(I)
5.00 3.75 7.50 3.00

PE DIREITO DE CADA NIVEL,H(I)
300.00 300.00 300.00 400.00

COMPRIMENTO DO VAO,V(I)

500.00 300.00 400.00

LARGURA DA COLUNA (ESTIMADA) NO NIVEL I E POSIÇÃO J,HC(I,J)

30.00	40.00	40.00	30.00
30.00	40.00	40.00	30.00
40.00	50.00	50.00	40.00
40.00	50.00	50.00	40.00

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO AO PESO PROPRIO NO NIVEL I E VAO J,WP(I,J)

.750	.500	1.000
6.000	4.000	2.000
1.500	3.000	3.000
12.000	8.000	10.000

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO A CARGA ACIDENTAL NO NIVEL I E VAO J,WA(I,J)

3.800	3.600	3.500
6.000	5.000	7.000
3.500	2.500	3.000
14.000	15.000	16.000

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO AO PESO PROPRIO,PNP(I,J)

150.0	300.0	225.0	200.0
1000.0	1300.0	1300.0	1000.0
400.0	2000.0	1500.0	450.0
1600.0	400.0	5000.0	1000.0

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO A CARGA ACIDENTAL,PNA(I,J)

300.0	1000.0	1000.0	320.0
700.0	1500.0	1000.0	1000.0
1100.0	400.0	800.0	1000.0
200.0	2000.0	1500.0	0.0

VALOR DE DELT/H .0020

CARGA CONCENTRADA ,NO NIVEL I,DEVIDO AO VENTO,FH(I)

1350.0	2700.0	2700.0	3150.0
--------	--------	--------	--------

MODULO DE ELASTICIDADE E 2100000.

TENSAO DE ESCOAMENTO FY 2530.00

TABELA DE VIGAS

NUMERO(NSV)	MODULO PLASTICO(Z)	ALTURA(H)	AREA(A)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	TIPO DE SEÇÃO
1	22.5	8.0	7.6	3.2	IP80
2	37.6	10.0	10.3	3.2	IP100
3	58.5	12.0	13.2	4.9	IP120
4	78.4	9.6	21.2	4.1	HPL100
5	85.8	14.0	16.4	5.7	IP140
6	113.0	11.4	25.3	4.9	HPL120
7	119.0	16.0	20.1	6.6	IP160
8	160.9	18.0	23.9	7.4	IP180
9	166.7	13.3	31.4	5.7	HPL140
10	209.7	20.0	28.5	8.3	IP200

11	232.00	15.2	38.8	6.6	HPL160
12	273.3	22.0	33.4	9.1	IP220
13	310.8	17.1	45.3	7.5	HPL180
14	346.0	24.0	39.1	10.0	IP240
15	407.0	19.0	53.8	8.3	HPL200
16	460.5	27.0	45.9	11.2	IP270
17	543.4	21.0	64.3	9.2	HPL220
18	602.1	30.0	53.8	12.5	IP300
19	707.4	23.0	76.8	10.1	HPL240
20	762.8	33.0	62.6	13.7	IP330
21	866.8	25.0	86.8	11.0	HPL260
22	973.7	36.0	72.7	15.0	IP360
23	1054.6	27.0	97.3	11.9	HPL280

24	1238.3	40.0	84.5	16.5	IP400
25	1305.1	29.0	113.0	12.7	HPL300
26	1554.6	31.0	124.0	13.6	HPL320
27	1623.9	45.0	98.8	18.5	IP450
28	1761.3	33.0	133.0	14.4	HPL340
29	1993.7	35.0	143.0	15.2	HPL360
30	2107.3	55.0	116.0	20.4	IP500
31	2455.4	39.0	159.0	16.8	HPL400
32	2662.2	55.0	134.0	22.3	IP550
33	3095.1	44.0	178.0	18.9	HPL450
34	3376.1	60.0	156.0	24.3	IP600
35	3813.7	49.0	198.0	21.0	HPL500
36	4471.6	54.0	212.0	23.0	HPL550

37

5185.2

59.0

226.0

25.0

HPL600

TABELA DE COLUNAS

NUMERO(NSC)	AREA(A)	MODULO PLASTICO(Z)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	RAIO DE GIRAÇÃO(RY)	TIPO DE SEÇÃO
1	26.0	99.6	4.2	2.5	HPM100
2	34.0	159.5	5.0	3.1	HPM120
3	43.0	238.6	5.9	3.6	HPM140
4	53.2	231.2	4.6	2.7	HPP100
5	54.3	341.7	6.8	4.1	HPM160
6	65.3	467.4	7.7	4.6	HPM180
7	66.4	344.9	5.5	3.3	HPP120
8	78.1	620.1	8.5	5.1	HPM200
9	80.6	487.0	6.4	3.8	HPP140
10	91.0	802.0	9.4	5.6	HPM220
11	97.1	662.3	7.3	4.3	HPP160

12	106.0	1059.3	10.3	6.1	HPM240
13	113.0	869.4	8.1	4.8	HPP180
14	118.0	1229.9	11.2	6.6	HPM260
15	131.0	1126.3	9.0	5.3	HPP200
16	131.0	1476.8	12.1	7.1	HPM280
17	149.0	1394.4	9.9	5.8	HPP220
18	149.0	1709.5	13.0	7.6	HPM300
19	161.0	2065.7	13.8	7.6	HPM320
20	171.0	2319.0	14.6	7.5	HPM340
21	181.0	2588.2	15.5	7.5	HPM360
22	198.0	3125.4	17.1	7.4	HPM400
23	200.0	2079.7	11.0	6.4	HPP240
24	218.0	3861.6	19.1	7.3	HPM450

25	220.0	2470.6	11.9	6.9	HPP260
26	239.0	4552.4	21.2	7.3	HPM500
27	240.0	2908.0	12.8	7.4	HPP280
28	254.0	5440.0	23.2	7.2	HPM550
29	270.0	6260.0	25.2	7.1	HPM600
30	303.0	3999.5	14.0	8.0	HPP300
31	312.0	4351.5	14.8	8.0	HPP320
32	316.0	4628.4	15.6	7.9	HPP340
33	319.0	4894.5	16.3	7.8	HPP360
34	326.0	5464.3	17.9	7.7	HPP400
35	335.0	6210.3	19.8	7.6	HPP450
36	344.0	6959.1	21.7	7.5	HPP500
37	354.0	7782.5	23.6	7.4	HPP550

38

364.0

8606.9

25.6

7.2

HPP600

TABELA DE DIAGONAIS

NUMERO(NSD)	AREA(A)	RAIO DE GIRAÇÃO(RY)	TIPO DE SEÇÃO
1	18.6	2.8	CD89X64X6
2	23.0	2.8	CD89X64X8
3	18.6	2.8	CD100X89X6
4	27.0	3.3	CD100X75X8
5	27.2	2.8	CD89X64X9.5
6	29.0	3.9	CD100X89X8
7	32.0	3.3	CD100X75X9.5
8	33.0	3.7	CD125X89X8
9	34.5	4.0	CD100X89X9.5
10	37.0	3.4	CD100X75X11

11	39.4	3.7	CD125X89X9.5
12	39.9	4.0	CD100X89X11
13	41.9	3.4	CD100X75X12
14	45.2	3.9	CD100X89X12
15	45.5	3.7	CD125X89X11
16	46.6	4.1	CD150X100X9.
17	51.6	3.8	CD125X89X12
18	53.8	4.1	CD150X100X11
19	59.7	3.8	CD125X89X14
20	61.3	4.1	CD150X100X12
21	63.5	3.8	CD125X89X16
22	68.5	4.1	CD150X100X14
23	69.3	3.9	CD125X89X17

24	74.2	3.8	CD200X100X12
25	75.0	3.9	CD125X89X19
26	75.6	4.2	CD150X100X16
27	82.6	4.3	CD150X100X18
28	83.0	3.8	CD200X100X14
29	89.5	4.3	CD150X100X19
30	91.7	3.9	CD200X100X16
31	100.4	3.9	CD200X100X18
32	108.9	3.9	CD200X100X19
33	117.3	4.0	CD200X100X21
34	125.5	4.0	CD200X100X22
35	132.8	4.1	CD200X100X24
36	141.9	4.1	CD200X100X25

CARGAS NAS FUNDAÇÕES

PESO PROPRIO MAIS CARGA ACIDENTAL

VERTICAL	15673.4	23653.9	24491.3	12545.8
----------	---------	---------	---------	---------

VENTO DA ESQUERDA

VERTICAL	0.0	-25350.0	25350.0	0.0
----------	-----	----------	---------	-----

HORIZONTAL	0.0	-4950.0	-4950.0	0.0
------------	-----	---------	---------	-----

EFEITO P-DELTA

VERTICAL	0.0	-2209.7	2209.7	0.0
----------	-----	---------	--------	-----

HORIZONTAL	0.0	-432.9	-432.9	0.0
------------	-----	--------	--------	-----

COMPRIMENTO DA DIAGONAL NO NIVEL I,CD(I)

335.41 335.41 335.41 427.20

MATERIAL DA DIAGONAL NO NIVEL I,RETIRADO DA TABELA DADA,NSD(I)

1	1	1	3
---	---	---	---

MATERIAL DA COLUNA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSC(I,J)

1	1	1	1
1	1	1	1
2	3	2	2
3	6	5	3

MATERIAL DA VIGA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSV(I,J)

16	7	10
16	1	10
16	1	10
16	1	10

I.4) EXEMPLO d DA SEÇÃO 9.6

NUMERO DE ANDARES 4

NUMERO DE VAOS 3

TIPO DE ESTRUTURA
CONTRAVENTADA

TIPO DE CONTRAVENTAMENTO

TIPO V INVERTIDO

VAO CONTRAVENTADO 2

FATOR DE INFLUENCIA PARA CADA NIVEL,F(I)

5.00 3.75 7.50 3.00

PE DIREITO DE CADA NIVEL,H(I)

300.00 300.00 300.00 400.00

COMPRIMENTO DO VAO,V(I)

500.00 300.00 400.00

LARGURA DA COLUNA (ESTIMADA) NO NIVEL I E POSIÇÃO J,HC(I,J)

30.00	40.00	40.00	30.00
30.00	40.00	40.00	30.00
40.00	50.00	50.00	40.00
40.00	50.00	50.00	40.00

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO AO PESO PROPRIO NO NIVEL I E VAO J,WP(I,J)

.750	.500	1.000
6.000	4.000	2.000
1.500	3.000	3.000
12.000	8.000	10.000

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO A CARGA ACIDENTAL NO NIVEL I E VAO J,WA(I,J)

3.800	3.600	3.500
6.000	5.000	7.000
3.500	2.500	3.000
14.000	15.000	16.000

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO AO PESO PROPRIO,PNP(I,J)

150.0	300.0	225.0	200.0
1000.0	1300.0	1300.0	1000.0
400.0	2000.0	1500.0	450.0
1600.0	400.0	5000.0	1000.0

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO A CARGA ACIDENTAL,PNA(I,J)

300.0	1000.0	1000.0	320.0
700.0	1500.0	1000.0	1000.0
1100.0	400.0	800.0	1000.0
200.0	2000.0	1500.0	0.0

VALOR DE DELT/H .0020

CARGA CONCENTRADA ,NO NIVEL I,DEVIDO AO VENTO,FH(I)

1350.0	2700.0	2700.0	3150.0
--------	--------	--------	--------

MODULO DE ELASTICIDADE E 2100000.

TENSAO DE ESCOAMENTO FY 2530.00

TABELA DE VIGAS

NUMERO(NSV)	MODULO PLASTICO(Z)	ALTURA(H)	AREA(A)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	TIPO DE SEÇÃO
1	22.5	8.0	7.6	3.2	IP80
2	37.6	10.0	10.3	3.2	IP100
3	58.5	12.0	13.2	4.9	IP120
4	78.4	9.6	21.2	4.1	HPL100
5	85.8	14.0	16.4	5.7	IP140
6	113.0	11.4	25.3	4.9	HPL120
7	119.0	16.0	20.1	6.6	IP160
8	160.9	18.0	23.9	7.4	IP180
9	166.7	13.3	31.4	5.7	HPL140
10	209.7	20.0	28.5	8.3	IP200

11	232.0	15.2	38.8	6.6	HPL160
12	273.3	22.0	33.4	9.1	IP220
13	310.8	17.1	45.3	7.5	HPL180
14	346.0	24.0	39.1	10.0	IP240
15	407.0	19.0	53.8	8.3	HPL200
16	460.5	27.0	45.9	11.2	IP270
17	543.4	21.0	64.3	9.2	HPL220
18	602.1	30.0	53.8	12.5	IP300
19	707.4	23.0	76.8	10.1	HPL240
20	762.8	33.0	62.6	13.7	IP330
21	866.8	25.0	86.8	11.0	HPL260
22	973.7	36.0	72.7	15.0	IP360
23	1054.6	27.0	97.3	11.9	HPL280

24	1238.3	40.0	84.5	16.5	IP400
25	1305.1	29.0	113.0	12.7	HPL300
26	1554.6	31.0	124.0	13.6	HPL320
27	1623.9	45.0	98.8	18.5	IP450
28	1761.3	33.0	133.0	14.4	HPL340
29	1993.7	35.0	143.0	15.2	HPL360
30	2107.3	55.0	116.0	20.4	IP500
31	2455.4	39.0	159.0	16.8	HPL400
32	2662.2	55.0	134.0	22.3	IP550
33	3095.1	44.0	178.0	18.9	HPL450
34	3376.1	60.0	156.0	24.3	IP600
35	3813.7	49.0	198.0	21.0	HPL500
36	4471.6	54.0	212.0	23.0	HPL550

37

5185.2

59.0

226.0

.25.0

HPL600

TABELA DE COLUNAS

NUMERO(NSC)	AREA(A)	MODULO PLASTICO(Z)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	RAIO DE GIRAÇÃO(RY)	TIPO DE SEÇÃO
1	26.0	99.6	4.2	2.5	HPM100
2	34.0	159.5	5.0	3.1	HPM120
3	43.0	238.6	5.9	3.6	HPM140
4	53.2	231.2	4.6	2.7	HPP100
5	54.3	341.7	6.8	4.1	HPM160
6	65.3	467.4	7.7	4.6	HPM180
7	66.4	344.9	5.5	3.3	HPP120
8	78.1	620.1	8.5	5.1	HPM200
9	80.6	487.0	6.4	3.8	HPP140
10	91.0	802.0	9.4	5.6	HPM220
11	97.1	662.3	7.3	4.3	HPP160

12	106.0	1059.3	10.3	6.1	HPM240
13	113.0	869.4	8.1	4.8	HPP180
14	118.0	1229.9	11.2	6.6	HPM260
15	131.0	1126.3	9.0	5.3	HPP200
16	131.0	1476.8	12.1	7.1	HPM280
17	149.0	1394.4	9.9	5.8	HPP220
18	149.0	1709.5	13.0	7.6	HPM300
19	161.0	2065.7	13.8	7.6	HPM320
20	171.0	2319.0	14.6	7.5	HPM340
21	181.0	2588.2	15.5	7.5	HPM360
22	198.0	3125.4	17.1	7.4	HPM400
23	200.0	2079.7	11.0	6.4	HPP240
24	218.0	3861.6	19.1	7.3	HPM450

25	220.0	2470.6	11.9	6.9	HPP260
26	239.0	4552.4	21.2	7.3	HPM500
27	240.0	2908.0	12.8	7.4	HPP280
28	254.0	5440.0	23.2	7.2	HPM550
29	270.0	6260.0	25.2	7.1	HPM600
30	303.0	3999.5	14.0	8.0	HPP300
31	312.0	4351.5	14.8	8.0	HPP320
32	316.0	4628.4	15.6	7.9	HPP340
33	319.0	4894.5	16.3	7.8	HPP360
34	326.0	5464.3	17.9	7.7	HPP400
35	335.0	6210.3	19.8	7.6	HPP450
36	344.0	6959.1	21.7	7.5	HPP500
37	354.0	7782.5	23.6	7.4	HPP550

38

364.0

8606.9

25.6

7.2

HPP600

TABELA DE DIAGONAIS

NUMERO(NSD)	AREA(A)	RAIO DE GIRAÇÃO(RY)	TIPO DE SEÇÃO
1	18.6	2.8	CD89X64X6
2	23.0	2.8	CD89X64X8
3	18.6	2.8	CD100X89X6
4	27.0	3.3	CD100X75X8
5	27.2	2.8	CD89X64X9.5
6	29.0	3.9	CD100X89X8
7	32.0	3.3	CD100X75X9.5
8	33.0	3.7	CD125X89X8
9	34.5	4.0	CD100X89X9.5
10	37.0	3.4	CD100X75X11

11	39.4	3.7	CD125X89X9.5
12	39.9	4.0	CD100X89X11
13	41.9	3.4	CD100X75X12
14	45.2	3.9	CD100X89X12
15	45.5	3.7	CD125X89X11
16	46.6	4.1	CD150X100X9
17	51.6	3.8	CD125X89X12
18	53.8	4.1	CD150X100X11
19	59.7	3.8	CD125X89X14
20	61.3	4.1	CD150X100X12
21	63.5	3.8	CD125X89X16
22	68.5	4.1	CD150X100X14
23	69.3	3.9	CD125X89X17

24	74.2	3.8	CD200X100X12
25	75.0	3.9	CD125X89X19
26	75.6	4.2	CD150X100X16
27	82.6	4.3	CD150X100X18
28	83.0	3.8	CD200X100X14
29	89.5	4.3	CD150X100X19
30	91.7	3.9	CD200X100X16
31	100.4	3.9	CD200X100X18
32	108.9	3.9	CD200X100X19
33	117.3	4.0	CD200X100X21
34	125.5	4.0	CD200X100X22
35	132.8	4.1	CD200X100X24
36	141.9	4.1	CD200X100X25

CARGAS NAS FUNDAÇÕES

PESO PROPRIO MAIS CARGA ACIDENTAL

VERTICAL	15673.4	22403.9	23241.3	12545.8
HORIZONTAL	0.0	539.1	-539.1	0.0

VENTO DA ESQUERDA

VERTICAL	0.0	-25350.0	25350.0	0.0
HORIZONTAL	0.0	-4950.0	-4950.0	0.0

EFEITO P-DELTA

VERTICAL	0.0	-2042.2	2042.2	0.0
HORIZONTAL	0.0	-408.6	-408.6	0.0

COMPRIMENTO DA DIAGONAL NO NIVEL I,CD(I)

335.41 335.41 335.41 427.20

MATERIAL DA DIAGONAL NO NIVEL I,RETIRADO DA TABELA DADA,NSD(I)

1	1	1	3
---	---	---	---

MATERIAL DA COLUNA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSC(I,J)

1	1	1	1
1	1	1	1
2	3	2	2
3	6	5	3

MATERIAL DA VIGA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSV(I,J)

16	1	10
16	1	10
16	1	10
16	1	10

I.5) EXEMPLO e-I DA SEÇÃO 9.6

NUMERO DE ANDARES 4

NUMERO DE VAOS 3

TIPO DE ESTRUTURA
NAO CONTRAVENTADA

PE DIREITO DE CADA NIVEL,H(I)
300.00 300.00 300.00 400.00

COMPRIMENTO DO VAO,V(I)

500.00 300.00 400.00

LARGURA DA COLUNA (ESTIMADA) NO NIVEL I E POSIÇÃO J,HC(I,J)

30.00	40.00	40.00	30.00
30.00	40.00	40.00	30.00
40.00	50.00	50.00	40.00
40.00	50.00	50.00	40.00

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO AO PESO PROPRIO NO NIVEL I E VAO J,WP(I,J)

.750	.500	1.000
6.000	4.000	2.000
1.500	3.000	3.000
12.000	8.000	10.000

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO A CARGA ACIDENTAL NO NIVEL I E VAO J,WA(I,J)

3.800	3.600	3.500
6.000	5.000	7.000
3.500	2.500	3.000
14.000	15.000	16.000

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO AO PESO PROPRIO,PNP(I,J)

150.0	300.0	225.0	200.0
1000.0	1300.0	1300.0	1000.0
400.0	2000.0	1500.0	450.0
1600.0	400.0	5000.0	1000.0

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO A CARGA ACIDENTAL,PNA(I,J)

300.0	1000.0	1000.0	320.0
700.0	1500.0	1000.0	1000.0
1100.0	400.0	800.0	1000.0
200.0	2000.0	1500.0	0.0

VALOR DE DELT/H .0200

CARGA CONCENTRADA ,NO NIVEL I,DEVIDO AO VENTO,FH(I)

1350.0	2700.0	2700.0	3150.0
--------	--------	--------	--------

MODULO DE ELASTICIDADE E 2100000.

TENSAO DE ESCOAMENTO FY 2530.00

TABELA DE VIGAS

NUMERO(NSV)	MODULO PLASTICO(Z)	ALTURA(H)	AREA(A)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	TIPO DE SEÇÃO
1	22.5	8.0	7.6	3.2	IP80
2	37.6	10.0	10.3	3.2	IP100
3	58.5	12.0	13.2	4.9	IP120
4	78.4	9.6	21.2	4.1	HPL100
5	85.8	14.0	16.4	5.7	IP140
6	113.0	11.4	25.3	4.9	HPL120
7	119.0	16.0	20.1	6.6	IP160
8	160.9	18.0	23.9	7.4	IP180
9	166.7	13.3	31.4	5.7	HPL140
10	209.7	20.0	28.5	8.3	IP200

11	232.0	15.2	38.8	6.6	HPL160
12	273.3	22.0	33.4	9.1	IP220
13	310.8	17.1	45.3	7.5	HPL180
14	346.0	24.0	39.1	10.0	IP240
15	407.0	19.0	53.8	8.3	HPL200
16	460.5	27.0	45.9	11.2	IP270
17	543.4	21.0	64.3	9.2	HPL220
18	602.1	30.0	53.8	12.5	IP300
19	707.4	23.0	76.8	10.1	HPL240
20	762.8	33.0	62.6	13.7	IP330
21	866.8	25.0	86.8	11.0	HPL260
22	973.7	36.0	72.7	15.0	IP360
23	1054.6	27.0	97.3	11.9	HPL280

24	1238.3	40.0	84.5	16.5	IP400
25	1305.1	29.0	113.0	12.7	HPL300
26	1554.6	31.0	124.0	13.6	HPL320
27	1623.9	45.0	98.8	18.5	IP450
28	1761.3	33.0	133.0	14.4	HPL340
29	1993.7	35.0	143.0	15.2	HPL360
30	2107.3	55.0	116.0	20.4	IP500
31	2455.4	39.0	159.0	16.8	HPL400
32	2662.2	55.0	134.0	22.3	IP550
33	3095.1	44.0	178.0	18.9	HPL450
34	3376.1	60.0	156.0	24.3	IP600
35	3813.7	49.0	198.0	21.0	HPL500
36	4471.6	54.0	212.0	23.0	HPL550

37

5185.2

59.0

226.0

.25.0

HPL600

TABELA DE COLUNAS

NUMERO(NSC)	AREA(A)	MODULO PLASTICO(Z)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	RAIO DE GIRAÇÃO(RY)	TIPO DE SEÇÃO
1	26.0	99.6	4.2	2.5	HPM100
2	34.0	159.5	5.0	3.1	HPM120
3	43.0	238.6	5.9	3.6	HPM140
4	53.2	231.2	4.6	2.7	HPP100
5	54.3	341.7	6.8	4.1	HPM160
6	65.3	467.4	7.7	4.6	HPM180
7	66.4	344.9	5.5	3.3	HPP120
8	78.1	620.1	8.5	5.1	HPM200
9	80.6	487.0	6.4	3.8	HPP140
10	91.0	802.0	9.4	5.6	HPM220
11	97.1	662.3	7.3	4.3	HPP160

12	106.0	1059.3	10.3	6.1	HPM240
13	113.0	869.4	8.1	4.8	HPP180
14	118.0	1229.9	11.2	6.6	HPM260
15	131.0	1126.3	9.0	5.3	HPP200
16	131.0	1476.8	12.1	7.1	HPM280
17	149.0	1394.4	9.9	5.8	HPP220
18	149.0	1709.5	13.0	7.6	HPM300
19	161.0	2065.7	13.8	7.6	HPM320
20	171.0	2319.0	14.6	7.5	HPM340
21	181.0	2588.2	15.5	7.5	HPM360
22	198.0	3125.4	17.1	7.4	HPM400
23	200.0	2079.7	11.0	6.4	HPP240
24	218.0	3861.6	19.1	7.3	HPM450

25	220.0	2470.6	11.9	6.9	HPP260
26	239.0	4552.4	21.2	7.3	HPM500
27	240.0	2908.0	12.8	7.4	HPP280
28	254.0	5440.0	23.2	7.2	HPM550
29	270.0	6260.0	25.2	7.1	HPM600
30	303.0	3999.5	14.0	8.0	HPP300
31	312.0	4351.5	14.8	8.0	HPP320
32	316.0	4628.4	15.6	7.9	HPP340
33	319.0	4894.5	16.3	7.8	HPP360
34	326.0	5464.3	17.9	7.7	HPP400
35	335.0	6210.3	19.8	7.6	HPP450
36	344.0	6959.1	21.7	7.5	HPP500
37	354.0	7782.5	23.6	7.4	HPP550

38

364.0

8606.9

25.6

7.2

HPP600

CARGAS NAS FUNDAÇÕES

PESO PROPRIO MAIS CARGA ACIDENTAL

VERTICAL	15673.4	23653.9	24491.3	12545.8
----------	---------	---------	---------	---------

VENTO DA ESQUERDA

VERTICAL	-5016.9	-3344.6	2090.4	6271.1
----------	---------	---------	--------	--------

HORIZONTAL	-2475.0	-2475.0	-2475.0	-2475.0
------------	---------	---------	---------	---------

EFEITO P-DELTA

VERTICAL	-774.0	-516.0	322.5	967.5
----------	--------	--------	-------	-------

HORIZONTAL	-725.6	-725.6	-725.6	-725.6
------------	--------	--------	--------	--------

MATERIAL DA COLUNA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSC(I,J)

1	1	1	1
2	3	3	2
3	5	5	3
6	8	8	6

MATERIAL DA VIGA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSV(I,J)

16	7	10
16	7	10
16	8	10
16	12	14

1.6) EXEMPLO e-II DA SEÇÃO 9.6

NUMERO DE ANDARES 4

NUMERO DE VAOS 3

TIPO DE ESTRUTURA

NAO CONTRAVENTADA

PE DIREITO DE CADA NIVEL, H(I)

300.00 300.00 300.00 400.00

COMPRIMENTO DO VAO,V(I)

500.00 300.00 400.00

LARGURA DA COLUNA (ESTIMADA) NO NIVEL I E POSIÇÃO J,HC(I,J)

30.00	40.00	40.00	30.00
30.00	40.00	40.00	30.00
40.00	50.00	50.00	40.00
40.00	50.00	50.00	40.00

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO AO PESO PROPRIO NO NIVEL I E VAO J,WP(I,J)

.750	.500	1.000
6.000	4.000	2.000
1.500	3.000	3.000
12.000	8.000	10.000

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO A CARGA ACIDENTAL NO NIVEL I E VAO J,WA(I,J)

3.800	3.600	3.500
6.000	5.000	7.000
3.500	2.500	3.000
14.000	15.000	16.000

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO AO PESO PROPRIO,PNP(I,J)

150.0	300.0	225.0	200.0
1000.0	1300.0	1300.0	1000.0
400.0	2000.0	1500.0	450.0
1600.0	400.0	5000.0	1000.0

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO A CARGA ACIDENTAL,PNA(I,J)

300.0	1000.0	1000.0	320.0
700.0	1500.0	1000.0	1000.0
1100.0	400.0	800.0	1000.0
200.0	2000.0	1500.0	0.0

VALOR DE DELT/H .0200

CARGA CONCENTRADA ,NO NIVEL I,DEVIDO AO VENTO,FH(I)

1350.0	2700.0	2700.0	3150.0
--------	--------	--------	--------

MODULO DE ELASTICIDADE E 2100000.

TENSAO DE ESCOAMENTO FY 2530.00

TABELA DE VIGAS

NUMERO(NSV)	MODULO PLASTICO(Z)	ALTURA(H)	AREA(A)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	TIPO DE SEÇÃO
1	22.5	8.0	7.6	3.2	IP80
2	37.6	10.0	10.3	3.2	IP100
3	58.5	12.0	13.2	4.9	IP120
4	78.4	9.6	21.2	4.1	HPL100
5	85.8	14.0	16.4	5.7	IP140
6	113.0	11.4	25.3	4.9	HPL120
7	119.0	16.0	20.1	6.6	IP160
8	160.9	18.0	23.9	7.4	IP180
9	166.7	13.3	31.4	5.7	HPL140
10	209.7	20.0	28.5	8.3	IP200

11	232.0	15.2	38.8	6.6	HPL160
12	273.3	22.0	33.4	9.1	IP220
13	310.8	17.1	45.3	7.5	HPL180
14	346.0	24.0	39.1	10.0	IP240
15	407.0	19.0	53.8	8.3	HPL200
16	460.5	27.0	45.9	11.2	IP270
17	543.4	21.0	64.3	9.2	HPL220
18	602.1	30.0	53.8	12.5	IP300
19	707.4	23.0	76.8	10.1	HPL240
20	762.8	33.0	62.6	13.7	IP330
21	866.8	25.0	86.8	11.0	HPL260
22	973.7	36.0	72.7	15.0	IP360
23	1054.6	27.0	97.3	11.9	HPL280

24	1238.3	40.0	84.5	16.5	IP400
25	1305.1	29.0	113.0	12.7	HPL300
26	1554.6	31.0	124.0	13.6	HPL320
27	1623.9	45.0	98.8	18.5	IP450
28	1761.3	33.0	133.0	14.4	HPL340
29	1993.7	35.0	143.0	15.2	HPL360
30	2107.3	55.0	116.0	20.4	IP500
31	2455.4	39.0	159.0	16.8	HPL400
32	2662.2	55.0	134.0	22.3	IP550
33	3095.1	44.0	178.0	18.9	HPL450
34	3376.1	60.0	156.0	24.3	IP600
35	3813.7	49.0	198.0	21.0	HPL500
36	4471.6	54.0	212.0	23.0	HPL550

37

5185.2

59.0

226.0

.25.0

HPL600

TABELA DE COLUNAS

NUMERO{NSC}	AREA{A}	MODULO PLASTICO{Z}	RAIO DE GIRAÇÃO{RX}	RAIO DE GIRAÇÃO{RY}	TIPO DE SEÇÃO
1	26.0	99.6	4.2	2.5	HPM100
2	34.0	159.5	5.0	3.1	HPM120
3	43.0	238.6	5.9	3.6	HPM140
4	53.2	231.2	4.6	2.7	HPP100
5	54.3	341.7	6.8	4.1	HPM160
6	65.3	467.4	7.7	4.6	HPM180
7	66.4	344.9	5.5	3.3	HPP120
8	78.1	620.1	8.5	5.1	HPM200
9	80.6	487.0	6.4	3.8	HPP140
10	91.0	802.0	9.4	5.6	HPM220
11	97.1	662.3	7.3	4.3	HPP160

12	106.0	1059.3	10.3	6.1	HPM240
13	113.0	869.4	8.1	4.8	HPP180
14	118.0	1229.9	11.2	6.6	HPM260
15	131.0	1126.3	9.0	5.3	HPP200
16	131.0	1476.8	12.1	7.1	HPM280
17	149.0	1394.4	9.9	5.8	HPP220
18	149.0	1709.5	13.0	7.6	HPM300
19	161.0	2065.7	13.8	7.6	HPM320
20	171.0	2319.0	14.6	7.5	HPM340
21	181.0	2588.2	15.5	7.5	HPM360
22	198.0	3125.4	17.1	7.4	HPM400
23	200.0	2079.7	11.0	6.4	HPP240
24	218.0	3861.6	19.1	7.3	HPM450

25	220.0	2470.6	11.9	6.9	HPP260
26	239.0	4552.4	21.2	7.3	HPM500
27	240.0	2908.0	12.8	7.4	HPP280
28	254.0	5440.0	23.2	7.2	HPM550
29	270.0	6260.0	25.2	7.1	HPM600
30	303.0	3999.5	14.0	8.0	HPP300
31	312.0	4351.5	14.8	8.0	HPP320
32	316.0	4628.4	15.6	7.9	HPP340
33	319.0	4894.5	16.3	7.8	HPP360
34	326.0	5464.3	17.9	7.7	HPP400
35	335.0	6210.3	19.8	7.6	HPP450
36	344.0	6959.1	21.7	7.5	HPP500
37	354.0	7782.5	23.6	7.4	HPP550

38

364.0

8606.9

25.6

7.2

HPP600

CARGAS NAS FUNDAÇÕES

PESO PROPRIO MAIS CARGA ACIDENTAL

VERTICAL	15673.4	23653.9	24491.3	12545.8
----------	---------	---------	---------	---------

VENTO DA ESQUERDA

VERTICAL	-5016.9	-3344.6	2090.4	6271.1
----------	---------	---------	--------	--------

HORIZONTAL	-2475.0	-2475.0	-2475.0	-2475.0
------------	---------	---------	---------	---------

EFEITO P-DELTA

VERTICAL	-774.0	-516.0	322.5	967.5
----------	--------	--------	-------	-------

HORIZONTAL	-725.6	-725.6	-725.6	-725.6
------------	--------	--------	--------	--------

MAT

MATERIAL DA COLUNA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSC(I,J)

1	1	1	1
2	3	3	2
3	5	5	3
6	8	8	6

MATERIAL DA VIGA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA, NSV(I,J)

16	7	10
16	7	10
16	10	10
18	15	16

I.7) EXEMPLO e-III DA SEÇÃO 9.6

NUMERO DE ANDARES 4

NUMERO DE VAOS 3

TIPO DE ESTRUTURÁ

NAO CONTRAVENTADA

PE DIREITO DE CADA NIVEL,H(I)

300.00 300.00 300.00 400.00

COMPRIMENTO DO VAO,V(I)

500.00 300.00 400.00

LARGURA DA COLUNA (ESTIMADA) NO NIVEL I E POSIÇÃO J,HC(I,J)

30.00	40.00	40.00	30.00
30.00	40.00	40.00	30.00
40.00	50.00	50.00	40.00
40.00	50.00	50.00	40.00

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO AO PESO PROPRIO NO NIVEL I E VAO J,WP(I,J)

.750	.500	1.000
6.000	4.000	2.000
1.500	3.000	3.000
12.000	8.000	10.000

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA DEVIDO A CARGA ACIDENTAL NO NIVEL I E VAO J,WA(I,J)

3.800	3.600	3.500
6.000	5.000	7.000
3.500	2.500	3.000
14.000	15.000	16.000

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO AO PESO PROPRIO,PNP(I,J)

150.0	300.0	225.0	200.0
1000.0	1300.0	1300.0	1000.0
400.0	2000.0	1500.0	450.0
1600.0	400.0	5000.0	1000.0

CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSIÇÃO J,DEVIDO A CARGA ACIDENTAL,PNA(I,J)

300.0	1000.0	1000.0	320.0
700.0	1500.0	1000.0	1000.0
1100.0	400.0	800.0	1000.0
200.0	2000.0	1500.0	0.0

VALOR DE DELT/H .0200

CARGA CONCENTRADA ,NO NIVEL I,DEVIDO AO VENTO,FH(I)

1350.0	2700.0	2700.0	3150.0
--------	--------	--------	--------

MODULO DE ELASTICIDADE E 2100000.

TENSAO DE ESCOAMENTO FY 2530.00

TABELA DE VIGAS

NUMERO(NSV)	MODULO PLASTICO(Z)	ALTURA(H)	AREA(A)	RAIO DE GIRAÇÃO(RX)	TIPO DE SEÇÃO
1	22.5	8.0	7.6	3.2	IP80
2	37.6	10.0	10.3	3.2	IP100
3	58.5	12.0	13.2	4.9	IP120
4	78.4	9.6	21.2	4.1	HPL100
5	85.8	14.0	16.4	5.7	IP140
6	113.0	11.4	25.3	4.9	HPL120
7	119.0	16.0	20.1	6.6	IP160
8	160.9	18.0	23.9	7.4	IP180
9	166.7	13.3	31.4	5.7	HPL140
10	209.7	20.0	28.5	8.3	IP200

11	232.0	15.2	38.8	6.6	HPL160
12	273.3	22.0	33.4	9.1	IP220
13	310.8	17.1	45.3	7.5	HPL180
14	346.0	24.0	39.1	10.0	IP240
15	407.0	19.0	53.8	8.3	HPL200
16	460.5	27.0	45.9	11.2	IP270
17	543.4	21.0	64.3	9.2	HPL220
18	602.1	30.0	53.8	12.5	IP300
19	707.4	23.0	76.8	10.1	HPL240
20	762.8	33.0	62.6	13.7	IP330
21	866.8	25.0	86.8	11.0	HPL260
22	973.7	36.0	72.7	15.0	IP360
23	1054.6	27.0	97.3	11.9	HPL280

24	1238.3	40.0	84.5	16.5	IP400
25	1305.1	29.0	113.0	12.7	HPL300
26	1554.6	31.0	124.0	13.6	HPL320
27	1623.9	45.0	98.8	18.5	IP450
28	1761.3	33.0	133.0	14.4	HPL340
29	1993.7	35.0	143.0	15.2	HPL360
30	2107.3	55.0	116.0	20.4	IP500
31	2455.4	39.0	159.0	16.8	HPL400
32	2662.2	55.0	134.0	22.3	IP550
33	3095.1	44.0	178.0	18.9	HPL450
34	3376.1	60.0	156.0	24.3	IP600
35	3813.7	49.0	198.0	21.0	HPL500
36	4471.6	54.0	212.0	23.0	HPL550

37

5185.2

59.0

226.0

.25.0

HPL600

TABELA DE COLUNAS

NUMERO{NSC}	AREA{A}	MODULO PLASTICO{Z}	RAIO DE GIRAÇÃO{RX}	RAIO DE GIRAÇÃO{RY}	TIPO DE SEÇÃO
1	26.0	99.6	4.2	2.5	HPM100
2	34.0	159.5	5.0	3.1	HPM120
3	43.0	238.6	5.9	3.6	HPM140
4	53.2	231.2	4.6	2.7	HPP100
5	54.3	341.7	6.8	4.1	HPM160
6	65.3	467.4	7.7	4.6	HPM180
7	66.4	344.9	5.5	3.3	HPP120
8	78.1	620.1	8.5	5.1	HPM200
9	80.6	487.0	6.4	3.8	HPP140
10	91.0	802.0	9.4	5.6	HPM220
11	97.1	662.3	7.3	4.3	HPP160

12	106.0	1059.3	10.3	6.1	HPM240
13	113.0	869.4	8.1	4.8	HPP180
14	118.0	1229.9	11.2	6.6	HPM260
15	131.0	1126.3	9.0	5.3	HPP200
16	131.0	1476.8	12.1	7.1	HPM280
17	149.0	1394.4	9.9	5.8	HPP220
18	149.0	1709.5	13.0	7.6	HPM300
19	161.0	2065.7	13.8	7.6	HPM320
20	171.0	2319.0	14.6	7.5	HPM340
21	181.0	2588.2	15.5	7.5	HPM360
22	198.0	3125.4	17.1	7.4	HPM400
23	200.0	2079.7	11.0	6.4	HPP240
24	218.0	3861.6	19.1	7.3	HPM450

25	220.0	2470.6	11.9	6.9	HPP260
26	239.0	4552.4	21.2	7.3	HPM500
27	240.0	2908.0	12.8	7.4	HPP280
28	254.0	5440.0	23.2	7.2	HPM550
29	270.0	6260.0	25.2	7.1	HPM600
30	303.0	3999.5	14.0	8.0	HPP300
31	312.0	4351.5	14.8	8.0	HPP320
32	316.0	4628.4	15.6	7.9	HPP340
33	319.0	4894.5	16.3	7.8	HPP360
34	326.0	5464.3	17.9	7.7	HPP400
35	335.0	6210.3	19.8	7.6	HPP450
36	344.0	6959.1	21.7	7.5	HPP500
37	354.0	7782.5	23.6	7.4	HPP550

38

364.0

8606.9

25.6

7.2

HPP600

CARGAS NAS FUNDAÇÕES

PESO PROPRIO MAIS CARGA ACIDENTAL

VERTICAL	15673.4	23653.9	24491.3	12545.8
----------	---------	---------	---------	---------

VENTO DA ESQUERDA

VERTICAL	-5016.9	-3344.6	2090.4	6271.1
----------	---------	---------	--------	--------

HORIZONTAL	-2475.0	-2475.0	-2475.0	-2475.0
------------	---------	---------	---------	---------

EFEITO P-DELTA

VERTICAL	-774.0	-516.0	322.5	967.5
----------	--------	--------	-------	-------

HORIZONTAL	-725.6	-725.6	-725.6	-725.6
------------	--------	--------	--------	--------

MATERIAL DA COLUNA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSC(I,J)

2	2	2	2
9	10	10	9
10	12	12	10
12	14	14	12

MATERIAL DA VIGA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSV(I,J)

18	8	12
16	12	14
16	16	16
20	18	19

I . 8) PROGRAMA

DDDDDDDDDD	I	PPPPPPP	L	AAAAAAA
D	D	I	P P	A A
C	C	I	P P	A A
D	D	I	PPPPPPP	AAAAAAA
D	C	I	P	A A
D	D	I	P	A A
D	D	I	P	A A
DDDDDDDDDD	I	P	LLLLLLL	A A

COPPE / UFRJ - 1981

PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL

AREA DE ESTRUTURAS

TESE DE MESTRADO

TITULO-DIMENSIONAMENTO PLASTICO DE EDIFICIOS DE ANDARES MULTIPLOS

AUTOR-PEDRO EMIDIO TEIXEIRA DE ALMEIDA

LEITURA E IMPRESSAO DOS DADOS

```
SUBROUTINE LERESC
DIMENSION A(40),A1(40),F(50),FH(50),H(50),FC(50,11),PNA(50,11),PNP
*(50,11),SC(40,4),SD(40,2),SV(40,4),V(10),WA(50,10),WP(50,10)
COMMON /B2/ F
COMMON /B3/ FH
COMMON /B6/ H
COMMON /B7/ HC
COMMON /B15/ PNA,PNP
COMMON /B16/ SC
COMMON /B17/ SD
COMMON /B18/ SV
COMMON /B19/ V
COMMON /B21/ WA,WP
COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
READ(5,1)M,N,ITE
1  FORMAT(3I3)
   WRITE(6,2)M,N
   L=N+1
2  FORMAT('1',1X,'NUMERO DE ANDARES',2X,I3,////,2X,'NUMERO DE VAOS',5
*X,I3,////,1X,'TIPO DE ESTRUTURA',/)
   IF(ITE-2)3,4,5
3  WRITE(6,6)
6  FORMAT(1X,'SUPORTADA',///)
   GO TO 9
5  WRITE(6,7)
7  FORMAT(1X,'NAO CONTRAVENTADA',///)
   GO TO 9
4  WRITE(6,8)
8  FORMAT(1X,'CONTRAVENTADA',///)
```

```

      READ(5,10)ITC,IVC
10  FORMAT(3I3)
      IF(ITC-2)11,12,13
11  WRITE(6,14)
14  FORMAT(1X,'TIPO DE CONTRAVENTAMENTO',//,1X,'TIPO X',///)
      GO TO 15
12  WRITE(6,16)
16  FORMAT(1X,'TIPO DE CONTRAVENTAMENTO',//,1X,'TIPO V',///)
      GO TO 15
13  WRITE(6,17)
17  FORMAT(1X,'TIPO DE CONTRAVENTAMENTO',//,1X,'TIPO V INVERTIDO',///)
15  WRITE(6,18)IVC
18  FORMAT(1X,'VAG CONTRAVENTADO',1X,I3,///)
      READ(5,19) (F(I),I=1,M)
19  FORMAT(10F8.2)
      WRITE(6,20)(F(I),I=1,M)
20  FORMAT(1X,'FATOR DE INFLUENCIA PARA CADA NIVEL,F(I)',//,(1X,15F7.2
*,//))
      9 READ(5,21) (H(I),I=1,M)
21  FORMAT(10F8.2)
      WRITE(6,22) (H(I),I=1,M)
22  FORMAT(////,1X,'PE DIREITO DE CADA NIVEL,H(I)',//,(1X,15F7.2,///))
      READ(5,23) (V(I),I=1,N)
23  FORMAT(10F8.2)
      WRITE(6,24) (V(I),I=1,N)
24  FORMAT(////,1X,'CGMPRIMENTO DO VAO,V(I)',//,(1X,15F7.2,///))
      WRITE(6,70)
70  FORMAT(////,1X,'LARGURA DA COLUNA (ESTIMACA) NO NIVEL I E POSICAO
*J,HC(I,J)',//)
      READ(5,25) ((HC(I,J),J=1,L ),I=1,M)
25  FORMAT(10F8.2)
      DO 26 I=1,M

```

```

WRITE(6,27)(HC(I,J),J=1,L)
27 FORMAT(11F7.2,/)
26 CONTINUE
READ(5,28)((WP(I,J),J=1,N),I=1,M)
28 FORMAT(10F8.2)
WRITE(6,29)
29 FORMAT(///,1X,'CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUICA NA VIGA DEVIDO AO P
*ESO PROPRIO NO NIVEL I E VAO J,WP(I,J)',/)
DO 30 I=1,M
WRITE(6,31)(WP(I,J),J=1,N)
31 FORMAT(10F7.3,/)
30 CONTINUE
READ(5,32)((WA(I,J),J=1,N),I=1,M)
32 FORMAT(10F8.2)
WRITE(6,34)
34 FORMAT(///,1X,'CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUICA NA VIGA DEVIDO A CA
*RGAC ACIDENTAL NO NIVEL I E VAO J,WA(I,J)',/)
DO 35 I=1,M
WRITE(6,36)(WA(I,J),J=1,N)
36 FORMAT(10F7.3,/)
35 CONTINUE
READ(5,37)((PNP(I,J),J=1,L),I=1,M)
37 FORMAT(10F8.2)
WRITE(6,38)
38 FORMAT(///,1X,'CARGA CONCENTRADA NA JUNTA, NO NIVEL I E POSICAO J,
*DEVIDO AO PESO PROPRIO,PNP(I,J)',/)
DO 39 I=1,M
WRITE(6,40)(PNP(I,J),J=1,L)
40 FORMAT(11F9.1,/)
39 CONTINUE
READ(5,41)((PNA(I,J),J=1,L),I=1,M)
41 FORMAT(10F8.2)

```

```

WRITE(6,42)
42 FORMAT(///,1X,'CARGA CONCENTRADA NA JUNTA,NO NIVEL I E POSICAO J,D
  *EVIDO A CARGA ACIDENTAL,PNA(I,J)',//)
  DO 43 I=1,M
    WRITE(6,44)(PNA(I,J),J=1,L)
44 FORMAT(11F9.1,/)
43 CONTINUE
  IF(ITE-1)45,46,45
45 READ(5,47)DELT
47 FORMAT(F8.2)
  WRITE(6,48)DELT
48 FORMAT(///,1X,'VALOR DE DELT/H',1X,F8.4,///)
  READ(5,49)(FH(I),I=1,M)
49 FORMAT(10F8.2)
  WRITE(6,50)(FH(I),I=1,M)
50 FORMAT(1X,'CARGA CONCENTRADA ,NO NIVEL I, DEVIDO AO VENTO,FH(I)',//
  *,(1X,11F9.1,///))
46 READ(5,51)E,FY
51 FORMAT(2F8.2)
  WRITE(6,52)E,FY
52 FORMAT(////,1X,'MODULO DE ELASTICIDADE E',1X,F8.0,////,1X,'TENSÃO
  *DE ESCOAMENTO FY',1X,F8.2,///)
  READ(5,53)NV,NC,ND
53 FORMAT(3I3)
  READ(5,54)((SV(I,J),J=1,4),A(I)),I=1,NV)
54 FORMAT( 4F8.2,T40,A6)
  WRITE(6,55)
55 FORMAT('1',T37,'TABELA DE VIGAS',////,T3,'NUMERO(NSV)',T16,'MODULO
  * PLASTICO(Z)',T36,'ALTURA(H)',T47,'AREA(A)',T56,'RAIO DE GIRACAO(R
  *X)',T79,'TIPO DE SECAC',///)
  WRITE(6,56)((I,(SV(I,J),J=1,4),A(I)),I=1,NV)
56 FORMAT(T6,I2,T22,F9.1,T37,F6.1,T48,F5.1,T62,F4.1,T82,A6,/)

```



```

      READ(5,57)((SC(I,J),J=1,4),A(I)),I=1,NC)
57 FORMAT( 4F8.2,T40,A6)
      WRITE(6,58)
58 FORMAT('1',T42,'TABELA DE COLUNAS',////,T3,'NUMERO(NSC)',T16,'AREA
*(A)',T25,'MODULO PLASTICO(Z)',T45,'RAIO DE GIRACAO(RX)',T66,'RAIO
* DE GIRACAO(RY)',T88,'TIPO DE SECAO',///)
      WRITE(6,59)((I,(SC(I,J),J=1,4),A(I)),I=1,NC)
59 FORMAT(T6,I2,T17,F5.1,T29,F9.1,T51,F4.1,T71,F4.1,T91,A6,///)
      IF(ITE-2)63,64,65
64 READ(5,60)((SD(I,J),J=1,2),A(I),A1(I)),I=1,ND)
60 FORMAT(2F8.2,T40,2A6)
      WRITE(6,61)
61 FORMAT('1',T19,'TABELA DE DIAGONAIS',////,T3,'NUMERO(NSD)',T16,'AR
*EA(A)',T25,'RAIO DE GIRACAO(RY)',T48,'TIPO DE SECAO',///)
      WRITE(6,62)((I,(SD(I,J),J=1,2),A(I),A1(I)),I=1,ND)
62 FORMAT(T6,I2,T17,F5.1,T31,F4.1,T49,2A6,///)
      RETURN
65 DO 66 I=1,M
      F(I)=1.0
66 CONTINUE
63 ITC=1
      RETURN
      END

```

C
C
C
C

CALCULO DAS FORÇAS AXIAIS NAS COLUNAS DEVIDO AO PESO PROPRIO MAIS
A CARGA ACIDENTAL

```

      SUBROUTINE FACDPA
      DIMENSION HC(50,11),FNA(50,11),PNP(50,11),V(10),WA(50,10),WP(50,10
*),HMC(50,10),PC(50,11),VL(50,10)
      COMMON /B7/ HC
      COMMON /B8/ HMC

```

```

COMMON /B13/ PC
COMMON /B15/ PNA,PNP
COMMON /B19/ V
COMMON /B20/ VL
COMMON /B21/ WA,WP
COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
L1=M-1
L=N+1
DO 1 I=1,M
  CK=0.4
  IF(I-6)2,3,3
2  CK=1.0
  IF(I-4)3,4,5
4  CK=0.8
  GO TO 3
5  CK=0.6
3  DO 6 J=1,L
  IF(J-L)50,40,40
50 HMC(I,J)=(HC(I,J)+HC(I,J+1))/2.0
  VL(I,J)=V(J)-HMC(I,J)
40 IF((J.NE.1).AND.(J.NE.L))GO TO 7
  IF(J-1)7,8,9
8  PC(I,J)=PNP(I,J)+CK*PNA(I,J)+0.5*(CK*WA(I,J)+WP(I,J))*VL(I,J)
  GO TO 10
9  PC(I,J)=PNP(I,J)+CK*PNA(I,J)+0.5*(CK*WA(I,J-1)+WP(I,J-1))*VL(I,J-
  *1)
  GO TO 10
7  PC(I,J)=PNP(I,J)+CK*PNA(I,J)+0.5*(CK*WA(I,J-1)+WP(I,J-1))*VL(I,J-1
  *)+0.5*(CK*WA(I,J)+WP(I,J))*VL(I,J)
10 IF(I-1)6,6,11
11 PC(I,J)=PC(I,J)+PC(I-1,J)
6 CONTINUE

```

```

1  CONTINUE
   IF(I TC-2) 12,14,13
12  RETURN
13  DO 15 J=1,L
     IF((J.NE.IVC).AND.(J.NE.IVC+1))GO TO 15
     DO 20 I=1,M
       CK=0.4
       IF(I-6)16,17,17
16  CK=1.0
       IF(I-4)17,18,19
18  CK=0.8
       GO TO 17
19  CK=0.6
17  IF(J-IVC)21,21,22
21  PC(I,J)=PC(I,J)-0.25*(WA(I,J)*CK+WP(I,J))*VL(I,J)
     GO TO 20
22  PC(I,J)=PC(I,J)-0.25*(WA(I,J-1)*CK+WP(I,J-1))*VL(I,J-1)
20  CONTINUE
15  CONTINUE
     RETURN
14  DO 23 J=1,L
     IF((J.NE.IVC).AND.(J.NE.IVC+1))GO TO 23
     DO 28 I=1,L1
       CK=0.4
       IF(I-6)24,25,25
24  CK=1.0
       IF(I-4)25,26,27
26  CK=0.8
       GO TO 25
27  CK=0.6
25  IF(J-IVC)29,29,30
29  PC(I,J)=PC(I,J)+0.25*(WA(I+1,J)*CK+WP(I+1,J))*VL(I+1,J)

```

```

GC TG 28
30 PC(I,J)=PC(I,J)+0.25*(WA(I+1,J-1)*CK+WP(I+1,J-1))*VL(I+1,J-1)
28 CONTINUE
23 CONTINUE
RETURN
END

```

```

      CALCULO DOS MOMENTOS PLASTICOS NAS VIGAS DEVIDO AO PESO PROPRIO
      MAIS A CARGA ACIDENTAL

```

```

SUBROUTINE MPVDPA
REAL MPV(50,10)
DIMENSION VL(50,10),WA(50,10),WP(50,10)
COMMON /B10/ MPV
COMMON /B20/ VL
COMMON /B21/ WA,WP
COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
IF(ITC-2)100,200,300
100 DO 1 I=1,M
DO 1 J=1,N
MPV(I,J)=0.0625*(WA(I,J)+WP(I,J))*(VL(I,J)**2)
1 CONTINUE
RETURN
200 DO 2 J=1,N
CK=1.0
IF(J-IVC)3,4,3
4 CK=0.25
3 MPV(1,J)=0.0625*(WA(1,J)+WP(1,J))*(VL(1,J)**2)
DO 2 I=2,M
MPV(I,J)=0.0625*(WA(I,J)+WP(I,J))*CK*(VL(I,J)**2)
2 CONTINUE
RETURN

```

```

300 DO 5 J=1,N
      CK=1.0
      IF(J-IVC)6,7,6
7    CK=0.25
6    DO 5 I=1,M
      MPV(I,J)=0.0625*(WA(I,J)+WP(I,J))*CK*(VL(I,J)**2)
5    CONTINUE
      RETURN
      END

```

C
C
C
C
CALCULO DOS MOMENTOS PLASTICOS NAS VIGAS DEVIDO A CARGA COMBINADA
MAIS O EFEITO P-DELTA, ASSUMINDO-SE UM DETERMINADO VALOR PARA DELTA

```

      SUBROUTINE MPVDCC
      REAL MC(50),MG,MPV(50,10),M1(50,10),M2(50,10),MP1(50,10)
      DIMENSION FVCC(50,10),FVH(50),FVHDE(50),H(50),HMC(50,10),V(10),VL(
*50,10)
      COMMON /B4/ FVH,FVHDE
      COMMON /B6/ H
      COMMON /B8/ HMC
      COMMON /B10/ MPV
      COMMON /B19/ V
      COMMON /B20/ VL
      COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELTA,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
      COMMON /B23/ M1,M2
      COMMON /B24/ FVCC,MP1
      COMMON /B26/ MC
      DO 1 I=1,M
      MC(I)=-((FVH(I)+FVHDE(I))*H(I))
1    CONTINUE
      MG=-0.5*MC(1)/N
      DO 2 J=1,N

```

```

A=8/(1-HMC(1,J)/V(J))
F1=(MG/(MPV(1,J)*A)+1)**2
IF(F1-4)3,3,4
3 MP1(1,J)=F1*MPV(1,J)
M1(1,J)=MPV(1,J)*(F1+4*HMC(1,J)*F1**0.5/VL(1,J))
M2(1,J)=MG-M1(1,J)
GO TO 2
4 F1=4*MG/(A*MPV(1,J))
MP1(1,J)=F1*MPV(1,J)
M1(1,J)=MPV(1,J)*(F1*A/8+HMC(1,J)*A/(2*V(J)))
M2(1,J)=MG-M1(1,J)
2 CONTINUE
DO 5 I=2,M
MG=-0.5*(MC(I-1)+MC(I))/N
DO 5 J=1,N
A=8/(1-HMC(I,J)/V(J))
F1=(MG/(MPV(I,J)*A)+1)**2
IF(F1-4)6,6,7
6 MP1(I,J)=F1*MPV(I,J)
M1(I,J)=MPV(I,J)*(F1+4*HMC(I,J)*F1**0.5/VL(I,J))
M2(I,J)=MG-M1(I,J)
GO TO 5
7 F1=MG*4/(A*MPV(I,J))
MP1(I,J)=F1*MPV(I,J)
M1(I,J)=MPV(I,J)*(F1*A/8+HMC(I,J)*A/(2*V(J)))
M2(I,J)=MG-M1(I,J)
5 CONTINUE
K=N/2
B=N/2.
IF(B-K)9,9,10
9 DO 8 I=1,M
DO 8 J=1,K

```

```

      K1=N+1-J
      FVCC(I,J)=(FVH(I)+FVHDE(I))*(1-J/(N+1.))
      FVCC(I,K1)=FVCC(I,J)
8    CCNTINUE
      RETURN
10   K2=K+1
      DC 11 I=1,M
      DC 12 J=1,K
      K1=N+1-J
      FVCC(I,J)=(FVH(I)+FVHDE(I))*(1-J/(N+1.))
      FVCC(I,K1)=FVCC(I,J)
12   CCNTINUE
      FVCC(I,K2)=(FVH(I)+FVHDE(I))*(1-K2/(N+1.))
11   CCNTINUE
      RETURN
      END

```

C
C
C
C
CALCULO DOS MOMENTOS NAS COLUNAS DEVIDO AO PESO PROPRIO MAIS A CAR
GA ACIDENTAL

```

      SLBRoutine MCDPA
      REAL MPV(50,10),MCI(50,11),MCS(50,11),MVD(50,10),MVE(50,10)
      DIMENSION HC(50,11),VL(50,10)
      COMMON /B7/ HC
      COMMON /B9/ MCI,MCS
      COMMON /B10/ MPV
      COMMON /B20/ VL
      COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
      L=N+1
      IF(ITC-2)100,200,300
100  DO 1 I=1,M
      DO 1 J=1,N

```

```

MVD(I,J)=MPV(I,J)*(1+4*HC(I,J+1)/VL(I,J))
MVE(I,J)=MPV(I,J)*(1+4*HC(I,J)/VL(I,J))
1 CCNTINUE
GC TC 400
2CC DC 2 J=1,N
K4=1
IF(J-IVC)3,4,3
4 K4=2
3 MVD(1,J)=MPV(1,J)*(1+4*HC(1,J+1)/VL(1,J))
MVE(1,J)=MPV(1,J)*(1+4*HC(1,J)/VL(1,J))
DO 2 I=2,M
MVD(I,J)=MPV(I,J)*(1+4*K4*HC(I,J+1)/VL(I,J))
MVE(I,J)=MPV(I,J)*(1+4*K4*HC(I,J)/VL(I,J))
2 CCNTINUE
GC TC 400
3CC DC 5 J=1,N
K4=1
IF(J-IVC)6,7,6
7 K4=2
6 DO 5 I=1,M
MVD(I,J)=MPV(I,J)*(1+4*K4*HC(I,J+1)/VL(I,J))
MVE(I,J)=MPV(I,J)*(1+4*K4*HC(I,J)/VL(I,J))
5 CCNTINUE
4CC DC 8 I=1,M
K=1
K3=1
IF((I.NE.1).AND.(I.NE.M)) GO TO 9
K=2
IF(I-1)9,9,10
10 K3=0
K=1
9 DC 8 J=1,L

```



```

      IF((J.NE.1).AND.(J.NE.L))GO TO 11
      IF(J-1)8,12,13
12    MCS(I,J)=0.5*K*MVE(I,J)
      MCI(I,J)=0.5*K3*MVE(I+1,J)
      GO TO 8
13    MCS(I,J)=-0.5*K*MVD(I,J-1)
      MCI(I,J)=-0.5*K3*MVD(I+1,J-1)
      GO TO 8
11    MCS(I,J)=-0.5*(MVD(I,J-1)-MVE(I,J))*K
      MCI(I,J)=-0.5*(MVD(I+1,J-1)-MVE(I+1,J))*K3
      8 CONTINUE
      RETURN
      END

```

C
C
C
C
CALCULO DAS FORÇAS HORIZONTAIS DE CIZALHAMENTO EM CADA NIVEL DEVI
DO A CARGA HORIZONTAL E AO EFEITO P-DELTA

```

      SUBROUTINE FAVDVD
      DIMENSION F(50),FH(50),PC(50,11),PT(50),FVH(50),FVHDE(50)
      COMMON /B2/ F
      COMMON /B3/ FH
      COMMON /B4/ FVH,FVHDE
      COMMON /B13/ PC
      COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELTA,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
      L=N+1
      PT(1)=0.0
      DO 1 J=1,L
      PT(1)=PT(1)+PC(1,J)
1 CONTINUE
      PT(1)=DELTA*PT(1)*F(1)
      DO 2 I=2,M
      PT(I)=0.0

```

```

      DO 3 J=1,L
      PT(I)=PT(I)+PC(I,J)-FC(I-1,J)
3  CCNTINUE
      PT(I)=PT(I)*DELT*F(I)
2  CCNTINUE
      CK=1
      IF(ITC-2)4,5,5
5  CK=0.5
4  DO 6 I=1,M
      FVH(I)=0.0
      FVHDE(I)=0.0
      DO 7 J=1,I
      FVH(I)=FVH(I)+FH(J)
      FVHDE(I)=FVHDE(I)+PT(J)
7  CCNTINUE
      FVH(I)=CK*FVH(I)
      FVHDE(I)=CK*FVHDE(I)
6  CCNTINUE
      RETURN
      END

```

C
C
C
C

CALCULO DOS MOMENTOS NAS COLUNAS DEVIDO A CARGA COMBINADA MAIS O
EFEITO P-DELT

```

      SUBROUTINE MCDCC
      REAL M1(50,10),M2(50,10),MC(50),MCI1(50,11),MCI2(50,11),MCS1(50,11
*),MCS2(50,11)
      COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
      COMMON /B23/ M1,M2
      COMMON /B26/ MC
      COMMON /B25/ MCI1,MCI2,MCS1,MCS2
      L=N+1

```

```

DG 1 I=1,M
DO 1 J=1,L
MCS1(I,J)=MC(I)/(L*2)
MCS2(I,J)=-MC(I)/(L*2)
MCI1(I,J)=MC(I)/(L*2)
MCI2(I,J)=-MC(I)/(L*2)
1 CONTINUE
DIF1=0.0
K=0
50 K=K+1
MCS1(1,1)=DIF1+MCS1(1,1)
DIF1=M2(1,1)+MCS1(1,1)
IF(DIF1)2,3,2
2 MCS1(1,1)=MCS1(1,1)-DIF1
3 DO 4 J=2,N
MCS1(1,J)=MCS1(1,J)+DIF1
DIF1=MCS1(1,J)+M1(1,J-1)+M2(1,J)
IF(DIF1)5,4,5
5 MCS1(1,J)=MCS1(1,J)-DIF1
4 CONTINUE
MCS1(1,L)=MCS1(1,L)+DIF1
DIF1=MCS1(1,L)+M1(1,N)
MCS1(1,L)=MCS1(1,L)-DIF1
IF(ABS(DIF1)-1000.0)6,6,7
7 IF(K-10)50,50,6
6 DO 8 I=2,M
DIF1=0.0
K=0
51 K=K+1
MCS1(I,1)=MCS1(I,1)+DIF1/2
MCI1(I-1,1)=MCI1(I-1,1)+DIF1/2
DIF1=M2(I,1)+MCS1(I,1)+MCI1(I-1,1)

```

```

      IF(DIF1)9,10,9
9  MCS1(I,1)=MCS1(I,1)-DIF1/2
   MCI1(I-1,1)=MCI1(I-1,1)-DIF1/2
10 DO 11 J=2,N
   MCI1(I-1,J)=MCI1(I-1,J)+DIF1/2
   MCS1(I,J)=MCS1(I,J)+DIF1/2
   DIF1=M1(I,J-1)+M2(I,J)+MCS1(I,J)+MCI1(I-1,J)
   IF(DIF1)12,11,12
12 MCI1(I-1,J)=MCI1(I-1,J)-DIF1/2
   MCS1(I,J)=MCS1(I,J)-DIF1/2
11 CONTINUE
   MCS1(I,L)=MCS1(I,L)+DIF1/2
   MCI1(I-1,L)=MCI1(I-1,L)+DIF1/2
   DIF1=MCS1(I,L)+MCI1(I-1,L)+M1(I,N)
   MCS1(I,L)=MCS1(I,L)-DIF1/2
   MCI1(I-1,L)=MCI1(I-1,L)-DIF1/2
   IF(ABS(DIF1)-1000.0)8,8,13
13 IF(K-10)51,51,8
   8 CONTINUE
   DIF1=0.0
   K=0
52 K=K+1
   MCS2(1,1)=MCS2(1,1)+DIF1
   DIF1=MCS2(1,1)-M1(1,1)
   IF(DIF1)22,23,22
22 MCS2(1,1)=MCS2(1,1)-DIF1
23 DO 24 J=2,N
   MCS2(1,J)=MCS2(1,J)+DIF1
   DIF1=MCS2(1,J)-M1(1,J)-M2(1,J-1)
   IF(DIF1)25,24,25
25 MCS2(1,J)=MCS2(1,J)-DIF1
24 CONTINUE

```

```

MC S2(1,L)=MCS2(1,L)+DIF1
DIF1=MCS2(1,L)-M2(1,N)
MC S2(1,L)=MCS2(1,L)-DIF1
IF(ABS(DIF1)-1000.0)26,26,27
27 IF(K-10)52,52,26
26 DO 28 I=2,M
    DIF1=0.0
    K=0
53 K=K+1
    MCS2(I,1)=MCS2(I,1)+DIF1/2
    MCI2(I-1,1)=MCI2(I-1,1)+DIF1/2
    DIF1=MCS2(I,1)+MCI2(I-1,1)-M1(I,1)
    IF(DIF1)29,30,29
29 MCS2(I,1)=MCS2(I,1)-DIF1/2
    MCI2(I-1,1)=MCI2(I-1,1)-DIF1/2
30 DO 31 J=2,N
    MCI2(I-1,J)=MCI2(I-1,J)+DIF1/2
    MCS2(I,J)=MCS2(I,J)+DIF1/2
    DIF1=MCI2(I-1,J)+MCS2(I,J)-M1(I,J)-M2(I,J-1)
    IF(DIF1)32,31,32
32 MCI2(I-1,J)=MCI2(I-1,J)-DIF1/2
    MCS2(I,J)=MCS2(I,J)-DIF1/2
31 CONTINUE
    MCS2(I,L)=MCS2(I,L)+DIF1/2
    MCI2(I-1,L)=MCI2(I-1,L)+DIF1/2
    DIF1=MCI2(I-1,L)+MCS2(I,L)-M2(I,N)
    MCI2(I-1,L)=MCI2(I-1,L)-DIF1/2
    MCS2(I,L)=MCS2(I,L)-DIF1/2
    IF(ABS(DIF1)-1000.0)28,28,33
33 IF(K-10)53,53,28
28 CONTINUE
    DO 40 J=1,L

```

MC11(M,J)=0.0

MC12(M,J)=0.0

40 CONTINUE

RETURN

END

C
C
C
C

CALCULO DAS FORÇAS AXIAIS NAS COLUNAS DEVIDO A CARGA HORIZONTAL
MAIS O EFEITO P-DELTA

SUBROUTINE FACDVD

DIMENSION FVHDE(50),FVH(50),H(50),V(10),PCDEL(50),PCVE(50)

COMMON /B4/ FVH,FVHDE

COMMON /B6/ H

COMMON /B14/ PCDEL,PCVE

COMMON /B19/ V

COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELTA,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS

K=1

IF(ITC-2)1,2,2

2 K=2

1 DO 3 I=1,M

PCVE(I)=0.0

PCDEL(I)=0.0

DO 4 J=1,I

PCVE(I)=PCVE(I)+FVH(J)*H(J)

PCDEL(I)=PCDEL(I)+FVHDE(J)*H(J)

4 CONTINUE

PCVE(I)=PCVE(I)*K/V(IVC)

PCDEL(I)=PCDEL(I)*K/V(IVC)

3 CONTINUE

RETURN

END

C

C CALCULO DAS FORÇAS AXIAIS NAS VIGAS DEVIDO AO PESO PROPRIO MAIS A
C CARGA ACIDENTAL
C

SUBROUTINE FAVDPA

DIMENSION H(50),V(10),VL(50,10),WA(50,10),WP(50,10),FVPA(50)

COMMON /B5/ FVPA

COMMON /B6/ H

COMMON /B19/ V

COMMON /B20/ VL

COMMON /B21/ WA,WP

COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS

M1=M-1

IF(ITC-2)1,1,2

1 FVPA(M)=0.0

DO 3 I=1,M1

FVPA(I)=0.125*VL(I+1,IVC)*V(IVC)*(WA(I+1,IVC)+WP(I+1,IVC))/H(I)

3 CONTINUE

RETURN

2 FVPA(1)=0.0

DO 4 I=2,M

FVPA(I)=0.125*VL(I-1,IVC)*V(IVC)*(WA(I-1,IVC)+WP(I-1,IVC))/H(I-1)

4 CONTINUE

RETURN

END

C CALCULO DAS FORÇAS AXIAIS NAS COLUNAS DEVIDO A CARGA HORIZONTAL
C MAIS O EFEITO P-DELT
C

SUBROUTINE FACDCC

REAL MC(50)

DIMENSION V(10),PCCC(50,11)

COMMON /B19/ V

```

COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
COMMON /B26/ MC
COMMON /B27/ PCCC
L=N+1
PCCC(1,1)=MC(1)/(N*V(1))
PCCC(1,L)=-MC(1)/(N*V(N))
DO 1 I=2,M
PCCC(I,1)=MC(I)/(N*V(1))+PCCC(I-1,1)
PCCC(I,L)=-MC(I)/(N*V(N))+PCCC(I-1,L)
1 CONTINUE
DO 2 I=1,M
DO 2 J=2,N
PCCC(I,J)=PCCC(I,1)*V(1)*(-1/V(J-1) + 1/V(J))
2 CONTINUE
RETURN
END

```

VERIFICACAO DAS VIGAS FELC AISC

```

SUBROUTINE VERSVI(A,E,FY,MO,P,RXV,V,Z,NS)
REAL LAMBX,MO,MP
CC=(2*3.1416*3.1416*E/FY)**0.5
LAMBX=V/RXV
IF(LAMBX-CC)1,1,2
1 FA=(1-(LAMBX**2)/(2*CC**2))*FY/(5/3.+(3*LAMBX)/(8*CC)-(LAMBX**3)/(
*8*CC**3))
MP=Z*FY
PCR=1.7*A*FA
FE=(12*3.1416*3.1416*E)/(23*LAMBX*LAMBX)
PE=FE*A*23/12.
R=(P/PCR)+0.85*MC/((1-F/PE)*MP)
IF(R-1)3,3,2

```



```
3 NS=4
2 RETURN
END
```

C
C
C

MCNTAGEM DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS VIGAS E DIMENSIONAMENTO

```
SUBROUTINE MONDEV
REAL M1,M2,MP1(50,10),MPV(50,10)
DIMENSION FVCC(50,10),FVH(50),FVHDE(50),FVPA(50),SV(40,4),V(10),NS
*V(50,10)
COMMON /B4/ FVH,FVHDE
COMMON /B5/ FVPA
COMMON /B10/ MPV
COMMON /B12/ NSV
COMMON /B18/ SV
COMMON /B19/ V
COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
COMMON /B24/ FVCC,MP1
IF(ITE-2)700,600,800
600 DC 1 J=1,N
    VL=V(J)
    HVMIN=V(J)/20.0
    IF(J-IVC)100,200,100
100 DO 2 I=1,M
    Z=1.7*MPV(I,J)/FY
    S=0.0
    DO 3 INV=1,NV
    IF(S-1.0)4,6,6
    4 IF(Z-SV(INV,1))5,5,3
    5 S=1.0
    6 IF(HVMIN-SV(INV,2))7,7,3
    3 CONTINUE
```

```

C=0.0
RETURN
7 NSV(I,J)=INV
2 CCNTINUE
GC TC 1
200 IF(ITC-2)300,500,400
300 DO 12 I=1,M
    Z=1.7*MPV(I,J)/FY
    FNV=FVH(I)+1.3*FVHDE(I)
    P=1.3*FNV
    MQ=1.3*MPV(I,J)
    NS=1
    DO 13 INV=1,NV
        IF(NS-2)14,15,15
14 IF(Z-SV(INV,1))15,15,13
15 NS=2
        IF(HVMIN-SV(INV,2))16,16,13
16 CALL VERSVI(SV(INV,3),E,FY,MQ,P,SV(INV,4),V1,SV(INV,1),NS)
        IF(NS-2)13,13,17
17 IF(P/SV(INV,3)-0.85*FY)24,24,13
13 CCNTINUE
C=0.0
RETURN
24 NSV(I,J)=INV
12 CCNTINUE
GC TC 1
400 V1=V1/2
HVMIN=HVMIN/2.0
DO 32 I=1,M
    Z=1.7*MPV(I,J)/FY
    FNV=FVH(I)+1.3*FVHDE(I)-FVPA(I)
    P=1.3*FNV

```

```

MC=1.3*MPV(I,J)
P1=1.7*FVPA(I)
M1=1.7*MPV(I,J)
NS=1
DC 33 INV=1,NV
IF(NS-2)34,40,40
34 IF(Z-SV(INV,1))35,35,33
35 NS=2
40 IF(HVMIN-SV(INV,2))36,36,33
36 IF(M1-1.18*(1-P1/(SV(INV,3)*FY))*SV(INV,1)*FY)37,37,33
37 IF(P/SV(INV,3)-0.85*FY) 38,38,33
38 IF (P1/SV(INV,3)-0.85*FY)39,39,33
39 CALL VERSVI(SV(INV,3),E,FY,MO,P,SV(INV,4),V1,SV(INV,1),NS)
IF(NS-2)33,33,46
33 CCNTINUE
C=0.0
RETURN
46 NSV(I,J)=INV
32 CCNTINUE
GC TO 1
500 DO 62 I=1,M
Z=1.7*MPV(I,J)/FY
IF(I-1)50,50,60
60 HVMIN=V(J)/40.0
V1=V(J)/2.0
50 FNV=FVH(I)+1.3*FVHDE(I)+FVPA(I)
P=1.3*FNV
MC=1.3*MPV(I,J)
P1=1.7*FVPA(I)
M1=1.7*MPV(I,J)
NS=1
DO 63 INV=1,NV

```

```

      IF(NS-2)64,70,70
64  IF(Z-SV(INV,1))65,65,63
65  NS=2
70  IF(HVMIN-SV(INV,2))66,66,63
66  CALL VERSVI(SV(INV,3),E,FY,M1,P1,SV(INV,4),V1,SV(INV,1),NS)
      IF(NS-2)63,63,67
67  NS=2
      IF(P/SV(INV,3)-0.85*FY)68,68,63
68  IF(P1/SV(INV,3)-0.85*FY)69,69,63
69  CALL VERSVI(SV(INV,3),E,FY,M0,P,SV(INV,4),V1,SV(INV,1),NS)
      IF(NS-2)63,63,76
63  CCNTINUE
      C=0.0
      RETURN
76  NSV(I,J)=INV
62  CCNTINUE
      1 CCNTINUE
      RETURN
700 DC 81 J=1,N
      V1=V(J)
      HVMIN=V(J)/20.0
      DO 82 I=1,M
      Z=1.7*MPV(I,J)/FY
      S=0.0
      DC 83 INV=1,NV
      IF(S-1.0)84,86,86
84  IF(Z-SV(INV,1))85,85,83
85  S=1.0
86  IF(HVMIN-SV(INV,2))87,87,83
83  CCNTINUE
      C=C.0
      RETURN

```

```

87 NSV(I,J)=INV
82 CONTINUE
81 CONTINUE
  RETURN
800 DO 91 J=1,N
    HVMIN=V(J)/20.0
    DO 92 I=1,M
      IF(I-1)89,89,88
88 HVMIN=0.0
89 P=FVCC(I,J)*1.3
    M1=1.3*MP1(I,J)
    Z1=1.7*MPV(I,J)/FY
    Z2=M1/FY
    S=0.0
    IF(Z1-Z2)93,93,94
93 DO 95 INV=1,NV
    IF(S-1.0)96,97,97
96 IF(Z2-SV(INV,1))98,98,95
98 S=1.0
97 IF(HVMIN-SV(INV,2))99,99,95
99 CALL VERSVI(SV(INV,3),E,FY,M1,P,SV(INV,4),V(J),SV(INV,1),NS)
    IF(NS-1)95,95,101
95 CONTINUE
    C=0.0
    RETURN
101 NSV(I,J)=INV
    GO TO 92
94 DO 104 INV=1,NV
    IF(S-1.0)105,106,106
105 IF(Z1-SV(INV,1))107,107,104
107 S=1.0
106 IF(HVMIN-SV(INV,2))108,108,104

```

```

108 CALL VERSV(SV(INV,3),E,FY,ML,P,SV(INV,4),V(J),SV(INV,1),NS)
    IF(NS-1)104,104,109
104 CONTINUE
    C=C.0
    RETURN
109 NSV(I,J)=INV
    92 CONTINUE
    91 CONTINUE
    RETURN
    END

```

C
C
C

VERIFICACAO DAS COLUNAS PELO AISC

```

SUBROUTINE VERSCO(A,E,FY,H,ITE,MO,P,Q,RX,RY,Z,CK,NS)
REAL LAMBX,LAMBY,MO,MM,MP
CC=(2*3.1416*3.1416*E/FY)**0.5
LAMBX=CK*H/RX
IF(LAMBX-CC)14,14,8
14 LAMBY=H/RY
    IF(LAMBY-200)13,13,8
13 MP=Z*FY
    IF(MO-MP)11,11,8
11 FA=(1-(LAMBY**2)/(2*CC**2))*FY/(5/3.+(3*LAMBY)/(8*CC)-(LAMBY**3)/(
    *8*CC**3))
    IF(LAMBY-CC)1,1,2
    2 FA=(12*3.1416*3.1416*E)/(23*LAMBY**2)
    1 IF(ITE-2)16,16,15
15 CM=0.85
    GO TO 4
16 CM=0.6-0.4*Q
    IF(CM-0.4)3,4,4
    3 CM=0.4

```

```

4 MM=(1.07-(LAMBY*FY**0.5)/26495)*MP
  IF(MM-MP)5,5,6
6 MM=MP
5 PCR=1.7*A*FA
  FE=(12*3.1416*3.1416*E)/(23*LAMBX**2)
  PE=23*A*FE/12.
  R1=(P/PCR)+(CM*MO)/((1-P/PE)*MM)
  IF(R1-1)7,7,8
7 PY=A*FY
  R2=(P/PY)+MO/(1.18*MF)
  IF(R2-1)9,9,8
9 NS=3
8 RETURN
END

```

CALCULO DO COEFICIENTE DE ESBELTEZ

```

SUBROUTINE COESB(CI1,CI2,CI3,H1,H2,H3,V1,V2,VI1,VI2,VI3,VI4,CK)
  IF(CI3-1)2,1,1
1 GB=1.0
  GO TO 3
2 CI3=CI2
  GB=(CI2/H2+CI3/H3)/(VI3/V1+VI4/V2)
3 GA=(CI1/H1+CI2/H2)/(VI1/V1+VI2/V2)
  F=(GA*GB*2.46987-36)*(-1272.602671)-5.4294927*(GA+GB)
  IF(F)4,5,6
5 CK=2.0
  RETURN
4 I=0
8 CK=3.00+I
  F=(GA*GB*9.8696/CK**2-36)*SIN(3.1416/CK)/COS(3.1416/CK)-18.849556*
  *(GA+GB)/CK

```

```

      IF(F)12,10,7
7  I=I+2
      GC TC 8
6  CK=1.25
12 K=0
13 K=K+1
      F=(GA*GB*9.8696/CK**2-36)*SIN(3.1416/CK)/COS(3.1416/CK)-18.849556*
      *(GA+GB)/CK
      DF=-19.73921*GA*GB*SIN(3.1416/CK)/(COS(3.1416/CK)*CK**3)-(GA*GB*9.
      *8696/CK**2-36)*3.1416/(COS(3.1416/CK)*CK)**2+18.849556*(GA+GB)/CK*
      **2
      CK1=CK-F/DF
      IF(ABS(CK1-CK)-0.04)11,11,9
9  IF(K-10)13,13,11
11 CK=CK1
10 RETURN
      END

```

C
C
C

MONTAGEM DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS COLUNAS, E DIMENSIONAMENTO

```

      SUBROUTINE MCNDCC
      REAL MA,MA1,MA2,MCI(50,11),MCI1(50,11),MCI2(50,11),MCS(50,11),MCS1
      *(50,11),MCS2(50,11)
      DIMENSION H(50),HC(50,11),PC(50,11),PCDEL(50),PCVE(50),PCCC(50,11)
      *,SC(40,4),SV(40,4),V(10),NSC(50,11),NSV(50,10)
      COMMON /B6/ H
      COMMON /B7/ HC
      COMMON /B9/ MCI,MCS
      COMMON /B11/ NSC
      COMMON /B12/ NSV
      COMMON /B13/ PC
      COMMON /B14/ PCDEL,PCVE

```



```

COMMON /B16/ SC
COMMON /B18/ SV
COMMON /B19/ V
COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
COMMON /B25/ MCI1,MCI2,MCS1,MCS2
COMMON /B27/ PCCC
L=N+1
CK=1.0
IF(ITE-2)200,100,400
100 DC 1 J=1,L
IF((J.EQ.IVC).OR.(J.EC.IVC+1))GO TO 300
DC 2 I=1,M
PCT=1.7*PC(I,J)
IF(MCS(I,J))15,14,15
14 MA=ABS(MCI(1,J))*1.7
Q=0.0
GO TO 4
15 Q=MCI(I,J)/MCS(I,J)
MA=ABS(MCS(I,J))*1.7
IF(ABS(MCS(I,J))-ABS(MCI(I,J)))3,4,4
3 MA=ABS(MCI(I,J))*1.7
Q=MCS(I,J)/MCI(I,J)
4 PY1=PCT+2.1*MA/HC(I,J)
PY2=PCT*1.12
IF(FY-2530)5,5,6
6 PY2=PCT*1.18
5 PY=PY1
IF(PY1-PY2)7,8,8
7 PY=PY2
8 A=PY/FY
NS=Q
DC 9 INC=1,NC

```

```

      IF(NS-1)10,11,11
10  IF(A-SC( INC,1))12,12,9
12  NS=1
11  CALL VERSCO(SC( INC,1),E,FY,H(I),ITE,MA,PCT,Q,SC( INC,3),SC( INC,4),S
      *C( INC,2),CK,NS)
      IF(NS-2)9,13,13
9   CONTINUE
      C1=0.0
      RETURN
13  NSC(I,J)=INC
2   CCNTINUE
      GO TO 1
300 DO 22 I=1,M
      PCT=1.3*(PCVE(I)+PCDEL(I)*1.3+PC(I,J))
      IF(MCS(I,J))39,40,39
40  MA=ABS(MCI(I,J))*1.3
      Q=0.0
      GO TO 24
39  Q=MCI(I,J)/MCS(I,J)
      MA=ABS(MCS(I,J))*1.3
      IF(ABS(MCS(I,J))-ABS(MCI(I,J)))23,24,24
23  MA=ABS(MCI(I,J))*1.3
      Q=MCS(I,J)/MCI(I,J)
24  PY1=PCT+2.1*MA/HC(I,J)
      PY2=PCT*1.12
      IF(FY-2530)25,25,26
26  PY2=PCT*1.18
25  PY=PY1
      IF(PY1-PY2)27,28,28
27  PY=PY2
28  A=PY/FY
      PCT1=1.7*PC(I,J)

```

```

MA1=1.7*MA/1.3
NS=1
DC 29 INC=1,NC
IF(NS-2)30,31,31
30 IF(A-SC(INC,1))35,35,29
35 NS=2
31 CALL VERSCO(SC(INC,1),E,FY,H(I),ITE,MA,PCT,Q,SC(INC,3),SC(INC,4),S
*C(INC,2),CK,NS)
IF(NS-2)29,29,32
32 NS=2
IF(PCT/SC(INC,1)-0.85*FY)36,36,29
36 IF(PCT1/SC(INC,1)-0.85*FY)37,37,29
37 CALL VERSCO(SC(INC,1),E,FY,H(I),ITE,MA1,PCT1,Q,SC(INC,3),SC(INC,4)
*,SC(INC,2),CK,NS)
IF(NS-3)29,38,29
29 CONTINUE
C1=0.0
RETURN
38 NSC(I,J)=INC
22 CONTINUE
1 CONTINUE
RETURN
200 DC 51 I=1,M
DC 52 J=1,L
PCT=1.7*PC(I,J)
IF(MCS(I,J))64,65,64
65 MA=ABS(MCI(I,J))*1.7
Q=0.0
GC TC 54
64 Q=MCI(I,J)/MCS(I,J)
MA=ABS(MCS(I,J))*1.7
IF(ABS(MCS(I,J))-ABS(MCI(I,J)))53,54,54

```

```

53 MA=ABS(MCI(I,J))*1.7
   Q=MCS(I,J)/MCI(I,J)
54 PY1=PCT+2.1*MA/HC(I,J)
   PY2=PCT*1.12
   IF(FY-2530)55,55,56
56 PY2=PCT*1.18
55 PY=PY1
   IF(PY1-PY2)57,58,58
57 PY=PY2
58 A=PY/FY
   NS=0
   DO 59 INC=1,AC
   IF(NS-1)60,61,61
60 IF(A-SC(INC,1))62,62,59
62 NS=1
61 CALL VERSCO(SC(INC,1),E,FY,H(I),ITE,MA,PCT,Q,SC(INC,3),SC(INC,4),S
   *C(INC,2),CK,NS)
   IF(NS-2)59,63,63
59 CCNTINUE
   C1=0.0
   RETURN
63 NSC(I,J)=INC
52 CCNTINUE
51 CCNTINUE
   RETURN
400 DC 70 J=1,L
   DO 71 I=1,M
   CK=1.0
   PCT=1.7*PC(I,J)
   PCT1=1.3*(PC(I,J)+PCCC(I,J))
   PCT2=1.3*(PC(I,J)-PCCC(I,J))
   MA=1.7*ABS(MCS(I,J))

```

```

      IF (ABS(MCI(I,J))-ABS(MCS(I,J)))72,72,73
73  MA=ABS(MCI(I,J))*1.7
72  MA1=ABS(MCS1(I,J))*1.3
      IF (ABS(MCI1(I,J))-ABS(MCS1(I,J)))74,74,75
75  MA1=ABS(MCI1(I,J))*1.3
74  MA2=1.3*ABS(MCS2(I,J))
      IF (ABS(MCI2(I,J))-ABS(MCS2(I,J)))82,82,76
76  MA2=ABS(MCI2(I,J))*1.3
82  PY1=ABS(PCT1)+2.1*MA1/FC(I,J)
      PY2=ABS(PCT1)*1.12
      IF (FY-2530)84,84,85
85  PY2=ABS(PCT1)*1.18
84  PY=PY1
      IF (PY1-PY2)86,87,87
86  PY=PY2
87  A=PY/FY
      CI3=0.0
      IF ((I.NE.1).AND.(I.NE.N)) GO TO 88
      IF (I-1)89,89,90
89  H1=1.0
      H2=H(I)
      H3=H(I+1)
      CI1=0.0
      GO TO 91
90  H1=H(I-1)
      H2=H(I)
      H3=1.0
      N1=NSC(I-1,J)
      CI1=SC(N1,1)*SC(N1,3)*#2
      CI3=1.0
      GO TO 91
88  H1=H(I-1)

```

```

H2=H(I)
H3=H(I+1)
N1=NSC(I-1,J)
CI1=SC(N1,1)*SC(N1,3)**2
91 IF((J.NE.1).AND.(J.NE.L))GO TO 92
   IF(J-1)93,93,94
93  V1=1.0
   V2=V(J)
   VI1=0.0
   VI3=0.0
   N2=NSV(I,J)
   N4=NSV(I+1,J)
   VI2=SV(N2,3)*SV(N2,4)**2
   VI4=SV(N4,3)*SV(N4,4)**2
   GO TO 95
94  V1=V(J-1)
   V2=1.0
   N3=NSV(I,J-1)
   N5=NSV(I+1,J-1)
   VI1=SV(N3,3)*SV(N3,4)**2
   VI2=0.0
   VI3=SV(N5,3)*SV(N5,4)**2
   VI4=0.0
   GO TO 95
92  V1=V(J-1)
   V2=V(J)
   N2=NSV(I,J)
   N3=NSV(I,J-1)
   N4=NSV(I+1,J)
   N5=NSV(I+1,J-1)
   VI1=SV(N3,3)*SV(N3,4)**2
   VI2=SV(N2,3)*SV(N2,4)**2

```

```

VI3=SV(N5,3)*SV(N5,4)**2
VI4=SV(N4,3)*SV(N4,4)**2
95 NS=0
DC 96 INC=1,NC
IF(NS-1)97,98,99
97 IF(A-SC(INC,1))101,101,96
101 NS=1
98 IF((ABS(PCT1)/SC(INC,1).GT.0.75*FY).OR.(ABS(PCT2)/SC(INC,1).GT.0.7
*5*FY))GO TO 96
NS=2
99 CALL VERSCO(SC(INC,1),E,FY,H(I),ITE,MA,PCT,Q,SC(INC,3),SC(INC,4),S
*C(INC,2),CK,NS)
IF(NS-2)96,96,102
102 NS=2
IF(PCT1)111,111,112
111 IF(MA1-1.18*(1-ABS(PCT1)/(SC(INC,1)*FY))*SC(INC,2)*FY)103,103,96
112 CALL VERSCO(SC(INC,1),E,FY,H(I),ITE,MA1,PCT1,Q1,SC(INC,3),SC(INC,4
*),SC(INC,2),CK,NS)
IF(NS-2)96,96,103
103 NS=2
IF(PCT2)113,113,114
113 IF(MA2-1.18*(1-ABS(PCT2)/(SC(INC,1)*FY))*SC(INC,2)*FY)104,104,96
114 CALL VERSCO(SC(INC,1),E,FY,H(I),ITE,MA2,PCT2,Q2,SC(INC,3),SC(INC,4
*),SC(INC,2),CK,NS)
IF(NS-2)96,96,104
96 CCNTINUE
CI=0.0
RETURN
104 NS=0
DC 105 INC1=INC,NC
CI2=SC(INC1,1)*SC(INC1,3)**2
CALL CGESB(CI1,CI2,CI3,H1,H2,H3,V1,V2,VI1,VI2,VI3,VI4,CK)

```

```

      CALL VERSCO(SC(INC1,1),E,FY,H(I),ITE,MA,PCT,Q,SC(INC1,3),SC(INC1,4
*) ,SC(INC1,2),CK,NS)
      IF(NS)105,105,106
106  NS=0
      IF(PCT1)115,115,116
115  IF(MA1-1.18*(1-ABS(PCT1)/(SC(INC1,1)*FY))*SC(INC1,2)*FY)107,107,10
*5
116  CALL VERSCO(SC(INC1,1),E,FY,H(I),ITE,MA1,PCT1,Q1,SC(INC1,3),SC(INC
*1,4),SC(INC1,2),CK,NS)
      IF(NS)105,105,107
107  NS=0
      IF(PCT2)117,117,118
117  IF(MA2-1.18*(1-ABS(PCT2)/(SC(INC1,1)*FY))*SC(INC1,2)*FY)108,108,10
*5
118  CALL VERSCO(SC(INC1,1),E,FY,H(I),ITE,MA2,PCT2,Q2,SC(INC1,3),SC(INC
*1,4),SC(INC1,2),CK,NS)
      IF(NS)105,105,108
105  CCNTINUE
      C1=0.0
      RETURN
108  NSC(I,J)=INC1
      71 CCNTINUE
      70 CCNTINUE
      RETURN
      END

```

C
C
C

VERIFICACAO DCS CONTRAVENTAMENTOS PELO AISC

SLBRoutine VERSDI (A,C,E,F,FY,R,NS)

CC=(2*3.1416*3.1416*E/FY)**0.5

ESB=C/R

FA=(1-(ESB**2)/(2*CC**2))*FY/(5/3.+(3*ESB)/(8*CC)-(ESB**3)/(8*CC**


```

*3))
  IF (ESB-CC) 1,1,2
2  FA=(12*3.1416*3.1416*E)/(23*ESB**2)
1  PCR=FA*A*1.7
  IF (P/PCR-1) 4,4,3
4  NS=4
3  RETURN
  END

```

C
C
C
C

MONTAGEM DOS ESFERCCS ATUANTES NO CONTRAVENTAMENTO, E DIMENSIONAMEN
TO

```

SUBROUTINE DIMCCN
  DIMENSION AD(50),AD1(50),CD(50),FW(50),FVH(50),FVHDE(50),FVPA(50),
*H(50),NSC(50,11),NSV(50,10),P(50),PCDEL(50),PCVE(50),SC(40,4),SV(
*40,4),SD(40,2),V(10),NSD(50)
  COMMON /B1/ CD,NSD
  COMMON /B4/ FVH,FVHDE
  COMMON /B5/ FVPA
  COMMON /B6/ H
  COMMON /B11/ NSC
  COMMON /B12/ NSV
  COMMON /B14/ PCDEL,PCVE
  COMMON /B16/ SC
  COMMON /B17/ SD
  COMMON /B18/ SV
  COMMON /B19/ V
  COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
  M1=M-1
  CK=1.0
  CK1=1.0
  CK2=1.0

```

```

CK3=0.0
CK4=0.0
IF(ITC-2)1,2,2
2 CK=0.25
  CK1=2.0
  CK2=0.5
  CK3=1.0
  CK4=1.0
1 CD(M)=(H(M)**2+CK*V(IVC)**2)**0.5
  FB=CD(M)*(FVH(M)+FVHDE(M))/(CK2*V(IVC))
  AD1(M)=(FB*CK1*CD(M)**2)/(H(M)*DELT*E*V(IVC))
  EC=0.0
  DO 4 I=1,M1
    I1=M-I
    CD(I1)=(H(I1)**2+CK*V(IVC)**2)**0.5
    FB=(FVH(I1)+FVHDE(I1))*CD(I1)/(CK2*V(IVC))
    N3=NSV(I1+1,IVC)
    TV=(FVH(I1+1)+FVHDE(I1+1))/SV(N3,3)
    N1=NSC(I1+1,IVC)
    N2=NSC(I1+1,IVC+1)
    EC=EC+(H(I1+1)/E)*(PCVE(I1+1)+PCDEL(I1+1))*(1/SC(N1,1)+1/SC(N2,1)
    *)
    AD1(I1)=(FB*CK1*CD(I1)**2)/(H(I1)*DELT*E*V(IVC)-CK2*TV*V(IVC)**2-E
    **EC*H(I1))
    IF(AD1(I1))5,4,4
5 AD1(I1)=0
4 CONTINUE
  SCMH1=FVH(M)*1.3
  SCMP1=CK1*FVHDE(M)*1.3/DELT
  SCMP2=1.7*SCMP1/1.3
  DO 6 I=1,M
    P(I)=0.0

```

```

DO 6 K=1,I
  P(I)=P(I)+0.85*FY*AD1(K)*H(K)/CD(K)
6 CONTINUE
  A=(CK1*CD(M)**3)/(E*H(M)*V(IVC)**2)
  AD2=(CD(M)*SCMH1)/(CK2*0.85*FY*V(IVC))+A*SOMP1
  AD3=A*SOMP2
  F1=1.3*(FVH(M)+1.3*FVHDE(M)+CK3*FVPA(M))*CD(M)/(CK2*V(IVC))
  F2=1.7*FVPA(M)*CK4*CD(M)/(CK2*V(IVC))
  Fw(M)=F1
  IF(F1-F2)8,9,9
8  Fw(M)=F2
9  AD4=Fw(M)/(0.85*FY)
  AD(M)=AD1(M)
  IF(AD(M)-AD2)10,11,11
10 AD(M)=AD2
11 IF(AD(M)-AD3)12,13,13
12 AD(M)=AD3
13 IF(AD(M)-AD4)14,15,15
14 AD(M)=AD4
15 EC=0.0
  DO 20 I=1,M1
    I1=M-I
    SCMH1=FVH(I1)*1.3
    SOMP1=CK1*FVHDE(I1)*1.3/DELT
    SOMP2=1.7*SCMF1/1.3
    N1=NSC(I1+1,IVC)
    N2=NSC(I1+1,IVC+1)
    EC=EC + (H(I1+1)*P(I1+1))*(1/SC(N1,1)+1/SC(N2,1))/E
    N3=NSV(I1+1,IVC)
    TV=(0.85*FY*AD1(I1+1)*CK2*V(IVC))/(SV(N3,3)*CD(I1+1))
    A=(CK1*CD(I1)**3)/(E*H(I1)*V(IVC)**2)+(CK2*CD(I1)*TV)/(0.85*FY*E*H
    *(I1))+(CD(I1)*EC)/(0.85*FY*V(IVC)**2)

```

```

AD2=(CD(I1)*SCMH1)/(CK2*0.85*FY*V(IVC))+A*SOMP1
AD3=A*SOMP2
F1=1.3*(FVH(I1)+1.3*FVHDE(I1)+CK3*FVPA(I1))*CD(I1)/(CK2*V(IVC))
F2=1.7*FVPA(I1)*CK4*CD(I1)/(CK2*V(IVC))
FW(I1)=F1
IF(F1-F2)21,22,22
21 FW(I1)=F2
22 AD4=FW(I1)/(0.85*FY)
AD(I1)=AD1(I1)
IF(AD(I1)-AD2)23,24,24
23 AD(I1)=AD2
24 IF(AD(I1)-AD3)25,26,26
25 AD(I1)=AD3
26 IF(AD(I1)-AD4)27,20,20
27 AD(I1)=AD4
20 CCNTINUE
IF(ITC-2)100,300,200
100 DO 30 I=1,M
NS=1
DO 31 IND=1,ND
IF(NS-1)32,32,33
32 IF(AD(I)-SD(IND,1))34,34,31
34 NS=2
33 ESB=CD(I)/SD(IND,2)
IF(ESB-300)35,35,31
31 CCNTINUE
C2=0.0
RETURN
35 NSD(I)=IND
30 CCNTINUE
RETURN
200 DO 40 I=1,M

```

```

NS=1
DO 41 IND=1,ND
IF(NS-2)42,43,43
42 IF(AD(I)-SD(IND,1))45,45,41
45 NS=2
43 ESB=CD(I)/SD(IND,2)
IF(ESB-200)46,46,41
46 CALL VERSDI(SD(IND,1),CD(I),E,FW(I),FY,SD(IND,2),NS)
IF(NS-4)41,47,47
41 CCNTINUE
C2=0.0
RETURN
47 NSD(I)=IND
40 CCNTINUE
RETURN
200 DC 60 I=1,M
F3=1.3*(FVH(I)+1.3*FVHDE(I)-FVPA(I))*CD(I)/(0.5*V(IVC))
IF(F3)50,51,51
50 F3=0.0
51 NS=1
DC 61 IND=1,ND
IF(NS-2)62,63,63
62 IF(AD(I)-SD(IND,1))65,65,61
65 NS=2
63 ESB=CD(I)/SD(IND,2)
IF(ESB-200)66,66,61
66 CALL VERSDI(SD(IND,1),CD(I),E,F3,FY,SD(IND,2),NS)
IF(NS-4)61,67,67
61 CCNTINUE
C2=0.0
RETURN
67 NSD(I)=IND

```

60 CCNTINUE
RETURN
END

IMPRESSAO DOS RESULTADOS

SUBROUTINE IMPRES

DIMENSION CD(50),FHC(11),FVH(50),FVHDE(50),F(50),NSC(50,11),NSD(50
*),NSV(50,10),P(11),PC(50,11),PCCC(50,11),PCDEL(50),PCVE(50),V(10),
*VL(50,10),WA(50,10),WP(50,10),SC(40,4)

COMMON /B1/ CD,NSD

COMMON /B4/ FVH,FVHDE

COMMON /B6/ H

COMMON /B11/ NSC

COMMON /B12/ NSV

COMMON /B13/ PC

COMMON /B14/ PCDEL,PCVE

COMMON /B16/ SC

COMMON /B19/ V

COMMON /B20/ VL

COMMON /B21/ WA,WP

COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS

COMMON /B27/ PCCC

L=N+1

WRITE(6,1)

1 FORMAT('1',1X,'CARGAS NAS FUNDACOES',/////1X,'PESO PROPRIO MAIS C
*ARGA ACIDENTAL',/)

DO 60 J=1,L

N1=NSC(M,J)

A=FY*SC(N1,2)/1.7

B=FY*SC(N1,1)

P(J)=1.18*(1-1.7*PC(M,J)/B)*A

```

IF(P(J)-A)60,60,61
61 P(J)=A
60 CONTINUE
WRITE(6,63)(P(J),J=1,L)
63 FORMAT(///,1X,'MCMETC',5X,11F9.0,/)
WRITE(6,2)(PC(M,J),J=1,L)
2 FORMAT(///,1X,'VERTICAL',4X,11F9.1,/)
DO 3 I=1,L
FHC(I)=0.0
P(I)=0.0
3 CONTINUE
IF(ITE-2)9,8,8
8 IF(ITC-2)5,5,4
4 FHC(IVC)=(WA(M,IVC)+WP(M,IVC))*V(IVC)*VL(M,IVC)/(8*H(M))
FHC(IVC+1)=-FHC(IVC)
WRITE(6,6)(FHC(I),I=1,L)
6 FORMAT(//,1X,'HCRIZONTAL',2X,11F9.1,/)
5 WRITE(6,10)
10 FORMAT(///,1X,'VENTO DA ESQUERCA',/)
IF(ITE-2)50,50,51
51 DO 52 J=1,L
P(J)=PCCC(M,J)*FVH(M)/(FVH(M)+FVHCE(M))
FHC(J)=-FVH(M)/L
52 CONTINUE
GO TO 30
50 P(IVC)=-PCVE(M)
P(IVC+1)=PCVE(M)
FHC(IVC)=-FVH(M)
IF(ITC-2)30,31,31
31 FHC(IVC+1)=-FVH(M)
30 WRITE(6,11)(P(I),I=1,L)
11 FORMAT(///,1X,'VERTICAL',4X,11F9.1,/)

```

```

WRITE(6,12)(FHC(I),I=1,L)
12 FORMAT(//,1X,'HCRIZCANTAL',2X,11F9.1,/)
WRITE(6,13)
13 FCRMAT(///,1X,'EFEITC P-DELTA',/)
IF(ITE-2)54,54,55
55 DO 56 J=1,L
P(J)=PCCC(M,J)*FVHDE(M)/(FVH(M)+FVHDE(M))
FHC(J)=0.0
56 CCNTINUE
GC TO 40
54 P(IVC)=-PCDEL(M)*1.3
P(IVC+1)=PCDEL(M)*1.3
FHC(IVC)=-FVHDE(M)*1.3
IF(ITC-2)40,41,41
41 FHC(IVC+1)=-FVHDE(M)*1.3
40 WRITE(6,14)(P(I),I=1,L)
14 FCRMAT(///,1X,'VERTICAL',4X,11F9.1,/)
WRITE(6,15)(FHC(I),I=1,L)
15 FCRMAT(//,1X,'HCRIZCANTAL',2X,11F9.1,/)
IF(ITE-2)9,57,9
57 WRITE(6,16)
16 FORMAT('1',1X,'CCMPRIMENTC DA DIAGONAL NO NIVEL I,CD(I)',///)
WRITE(6,17)(CD(I),I=1,M)
17 FORMAT(2X,11F9.2,/)
WRITE(6,18)
18 FORMAT('1',1X,'MATERIAL DA DIAGONAL NO NIVEL I,RETIRADO DA TABELA
*DADA,NSD(I)',///)
WRITE(6,19)(NSD(I),I=1,M)
19 FCRMAT(2X,11I9,/)
9 WRITE(6,21)
21 FCRMAT('1',1X,'MATERIAL DA COLUNA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NS
*C(I,J)',///)

```



```

      DG 22 I=1,M
22  WRITE(6,23)(NSC(I,J),J=1,L)
23  FORMAT(2X,11I9,/)
      WRITE(6,24)
24  FCRMAT('1',1X,'MATERIAL DA VIGA (I,J),RETIRADO DA TABELA DADA,NSV(
      *I,J)',///)
      DC 25 I=1,M
25  WRITE(6,26)(NSV(I,J),J=1,N)
26  FCRMAT(2X,11I9,/)
      RETURN
      END

```

C
C
C
C

LIMITACAO DO DESLOCAMENTO RELATIVO DE DOIS ANDARES.VERIFICACAO DA
ESTRUTURA E SEU DIMENSIONAMENTO PELO METODO SIMPLIFICADO.

```

      SUBROUTINE VERDES
      REAL M1,MFV(50,10),MA,MA1,MA2,MCI(50,11),MCI1(50,11),MCI2(50,11),M
      *CS(50,11),MCS1(50,11),MCS2(50,11),MPI(50,10)
      DIMENSION FVCC(50,10),FVH(50),FVHDE(50),H(50),PC(50,11),PCCC(50,11
      *) ,SC(40,4),SV(40,4),V(10),NSC(50,11),NSV(50,10),ID(10),IE(10),CI(
      *11),SD(10),SE(10),TETD(10),TETE(10),VI(10),XKV(10),XMB(10),XMCD(11
      *),XMCE(11),XMD(10),XME(10),XMP(10),XMP1(10),XPCD(11),XPCE(11),WA(5
      *0,10),WP(50,10)
      COMMON /B4/ FVH,FVHDE
      COMMON /B6/ H
      COMMON /B9/ MCI,MCS
      COMMON /B10/ MFV
      COMMON /B11/ NSC
      COMMON /B12/ NSV
      COMMON /B13/ PC
      COMMON /B16/ SC
      COMMON /B18/ SV

```

```

COMMON /B19/ V
COMMON /B21/ WA,WP
COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
COMMON /B24/ FVCC,MP1
COMMON /B25/ MCI1,MCI2,MCS1,MCS2
COMMON /B27/ PCCC
WRITE(6,4)
4 FORMAT('1')
L=N+1
KL=2*N
LI=N-1
DO 300 I=1,M
IF((I.LT.M).AND.(I.GT.1))GO TO 301
IF(I-1)302,302,303
302 A=1
B=0.0
C=1.0
D=1.0
GO TO 304
303 A=3.0
B=1.0
C=3.0
D=4.0
GO TO 304
301 A=1.0
B=0.0
C=1.0
D=2.0
304 N1=NSC(I,1)
CI(1)=SC(N1,1)*SC(N1,3)**2
INV=NSV(I,1)
VI(1)=SV(INV,3)*SV(INV,4)**2

```

```

FI=CI(1)*V(1)/(VI(1)*H(I))
FI1=FI
N1=NSC(I,L)
CI(L)=SC(N1,1)*SC(N1,3)**2
INV=NSV(I,N)
VI(N)=SV(INV,3)*SV(INV,4)**2
FI=CI(L)*V(N)/(VI(N)*H(I))
ST=CI(1)*(A+B*FI1)/(C+D*FI1)+CI(L)*(A+B*FI)/(C+D*FI)
FI1=FI1+FI
IF(N-2)307,306,305
305 DO 310 J=2,L1
N1=NSC(I,J)
CI(J)=SC(N1,1)*SC(N1,3)**2
INV=NSV(I,J)
VI(J)=SV(INV,3)*SV(INV,4)**2
FI=(CI(J)/H(I))/(VI(J-1)/V(J-1)+VI(J)/V(J))
ST=ST+CI(J)*(A+B*FI)/(C+D*FI)
FI1=FI1+FI
310 CONTINUE
306 N1=NSC(I,N)
CI(N)=SC(N1,1)*SC(N1,3)**2
FI=(CI(N)/H(I))/(VI(N-1)/V(N-1)+VI(N)/V(N))
ST=ST+CI(N)*(A+B*FI)/(C+D*FI)
307 ST=12*E*ST/(H(I)**3)-FVHDE(I)/(DELT*H(I))
ST=0.0025*H(I)*ST
IF(ST-FVH(I))311,300,300
311 FI1=FI1+FI
FI1=FI1/L
IF(FI1-2.0)313,314,314
313 DO 315 J=1,L
IF(NSC(I,J)-NC)317,316,316
316 C3=0.0

```

```

      RE 1LRN
317 NSC(I,J)=NSC(I,J)+1
315 CCNTINUE
      IF(FI1-0.1)304,304,314
314 DO 318 J=1,N
      IF(NSV(I,J)-NV)320,319,319
319 C3=0.0
      RETURN
320 NSV(I,J)=NSV(I,J)+1
318 CCNTINUE
      GO TO 304
300 CCNTINUE
      DO 330 J=1,N
      N1=NSV(1,J)
      DO 331 INV=N1,NV
      IF(SV(INV,2)-V(J)/20)331,332,332
331 CCNTINUE
      C3=0
      RETURN
332 NSV(1,J)=INV
330 CCNTINUE
      DO 1 I=2,M
      XP=1.3*FVHDE(I)/DELT
2 DO 3 J=1,N
      INV=NSV(1,J)
      VI(J)=SV(INV,3)*SV(INV,4)**2
      XKV(J)=E*VI(J)/V(J)
      R=1.3*FVCC(I,J)/(FY*SV(INV,3))
      XMP(J)=SV(INV,1)*FY
      IF(R-0.15)7,7,5
5 XMP(J)=1.18*(1-R)*XMP(J)
7 XMB(J)=1.3*(WA(I,J)+WP(I,J))*V(J)**2/(12)

```

```

IE(J)=1
ID(J)=1
XMP1(J)=XMP(J)
IF(XMP(J)-3*XMB(J))9,10,10
9 R=XMP(J)/(0.75*XMB(J))
XMP1(J)=0.75*XMB(J)*(8*(R**0.5-1)-R)
10 SD(J)=6*XKV(J)
SE(J)=SD(J)
TETD(J)=(XMP(J)-XMB(J))/SD(J)
3 CCNTINUE
TET=TETD(1)
DO 14 J=2,N
IF(TET-TETD(J))14,14,15
15 TET=TETD(J)
14 CCNTINUE
XM=0.0
INC=NSC(I,L)
CI(L)=SC(INC,1)*SC(INC,3)**2
XIC=CI(L)
DO 22 J=1,N
XMD(J)=XMB(J)+SD(J)*TET
XME(J)=XMB(J)-SE(J)*TET
XM=XM+TET*(SC(J)+SE(J))
INC=NSC(I,J)
CI(J)=SC(INC,1)*SC(INC,3)**2
XIC=XIC+CI(J)
IF(ABS(XMD(J)-XMP(J))-1000.0)25,25,22
25 ID(J)=0.0
22 CCNTINUE
DELT1=H(I)*XM/(12*E*XIC)+TET
XQ=XM/H(I)-XP*DELT1
K=1

```

```

      IF(XQ-1.3*FVH(I))26,100,100
26  DC 35 K=2,KL
      DC 40 J=1,N
      IF(ID(J)-1)45,43,43
43  SD(J)=6*XKV(J)
      SE(J)=SD(J)
      TETE(J)=(XMP1(J)+XME(J))/SE(J)
      TETD(J)=(XMP(J)-XMD(J))/SD(J)
      GO TC 40
45  IF(IE(J)-1)46,47,47
46  SD(J)=0.0
      SE(J)=0.0
      TETE(J)=1000.0
      TETD(J)=1000.0
      GO TC 40
47  SD(J)=0.0
      SE(J)=3*XKV(J)
      TETE(J)=(XMP1(J)+XME(J))/SE(J)
      TETD(J)=1000.0
40  CCNTINUE
      TET=TETE(1)
      IF(TET-TETD(1))50,50,49
49  TET=TETD(1)
50  DO 51 J=2,N
      IF(TET-TETE(J))53,53,52
52  TET=TETE(J)
53  IF(TET-TETD(J))51,51,54
54  TET=TETD(J)
51  CCNTINUE
      XM=0.0
      DO 56 J=1,N
      XMD(J)=XMD(J)+SD(J)*TET

```

```

XME(J)=XME(J)-SE(J)*TET
XM=XM+TET*(SD(J)+SE(J))
56 CONTINUE
IF(XM)200,200,57
57 XIC=0.0
IF(IE(1))60,60,59
59 XIC=CI(1)
60 IF(ID(N))62,62,61
61 XIC=XIC+CI(L)
62 DO 65 J=2,N
IF((ID(J-1).EQ.0.0).AND.(IE(J).EQ.0.0))GO TO 65
XIC=XIC+CI(J)
65 CONTINUE
DELT2=H(I)*XM/(12*E*XIC)+TET
DELT1=DELT1+DELT2
XQ1=XM/H(I)-XP*DELT2
XQ=XQ+XQ1
IF(XQ-1.3*FVH(I))66,100,100
66 DO 72 J=1,N
IF(ABS(XMD(J)-XMP(J))-1000.0)73,73,74
73 ID(J)=0.0
74 IF(ABS(XME(J)+XMP1(J))-1000.0)75,75,72
75 IE(J)=0.0
72 CCNTINUE
35 CCNTINUE
GO TO 200
100 WRITE(6,76)I,DELT1,XQ,K
76 FORMAT(///,1X,'DELT/H(',I2,')=',F10.7,5X,'FORCA RESISTENTE =',F10.
*2,5X,'CICLO NUMERO =',I2,/)
XMCD(1)=ABS(XMD(1))/2
XMCE(1)=ABS(XME(1))/2
XMCD(L)=ABS(XME(N))/2

```

```

XMCE(L)=ABS(XMD(N))/2
XPCE(1)=(XME(1)-XMD(1))/V(1)+PC(I,1)*1.3
XPCD(1)=(XMD(1)-XME(1))/V(1)+PC(I,1)*1.3
XPCE(L)=(XMD(N)-XME(N))/V(N)+PC(I,L)*1.3
XPCD(L)=(XME(N)-XMD(N))/V(N)+PC(I,L)*1.3
DC 101 J=2,N
XMCE(J)=ABS(XMD(J-1)-XME(J))/2
XMCD(J)=ABS(XMD(J)-XME(J-1))/2
XPCE(J)=(XMD(J-1)-XME(J-1))/V(J-1)+(XME(J)-XMD(J))/V(J)+1.3*PC(I,J
*)
XPCD(J)=(XME(J-1)-XMD(J-1))/V(J-1)+(XMD(J)-XME(J))/V(J)+1.3*PC(I,J
*)
101 CONTINUE
DC 152 J=1,N
P=FVCC(I,J)*1.3
M1=XMP(J)
Z1=1.7*MPV(I,J)/FY
N1=NSV(I,J)
S=0.0
IF(Z1-M1/FY)153,154,154
153 Z1=M1/FY
154 DC 155 INV=N1,NV
IF(S-1.0)156,157,157
156 IF(Z1-SV(INV,1))158,158,155
158 S=1.0
157 IF(V(J)/20.0-SV(INV,2))159,159,155
159 CALL VERSVI(SV(INV,3),E,FY,M1,P,SV(INV,4),V(J),SV(INV,1),NS)
IF(NS-1)155,155,160
155 CONTINUE
C3=0.0
RETURN
160 NSV(I,J)=INV

```



```

152 CONTINUE
DO 105 J=1,L
PC T=1.7*PC(I,J)
PCT1=XPCF(J)
PC T2=XPCD(J)
MA=1.7*ABS(MCS(I,J))
IF(ABS(MCI(I,J))-ABS(MCS(I,J)))107,107,106
106 MA=1.7*ABS(MCI(I,J))
107 MA1=XMCF(J)
MA2=XMCD(J)
CI3=0.0
IF(I-M)108,110,110
110 H1=H(I-1)
H2=H(I)
H3=1.0
N1=NSC(I-1,J)
CI1=SC(N1,1)*SC(N1,3)**2
CI3=1.0
GO TO 111
108 H1=H(I-1)
H2=H(I)
H3=H(I+1)
N1=NSC(I-1,J)
CI1=SC(N1,1)*SC(N1,3)**2
111 IF((J.NE.1).AND.(J.NE.L)) GO TO 112
IF(J-1)113,113,114
113 V1=1.0
V2=V(J)
V11=0.0
V13=0.0
N2=NSV(I,J)
N4=NSV(I+1,J)

```

```

VI2=SV(N2,3)*SV(N2,4)**2
VI4=SV(N4,3)*SV(N4,4)**2
GC TO 115
114 V1=V(J-1)
V2=1.0
N3=NSV(I,J-1)
N5=NSV(I+1,J-1)
VI1=SV(N3,3)*SV(N3,4)**2
VI2=0.0
VI3=SV(N5,3)*SV(N5,4)**2
VI4=0.0
GC TO 115
112 V1=V(J-1)
V2=V(J)
N2=NSV(I,J)
N3=NSV(I,J-1)
N4=NSV(I+1,J)
N5=NSV(I+1,J-1)
VI1=SV(N3,3)*SV(N3,4)**2
VI2=SV(N2,3)*SV(N2,4)**2
VI3=SV(N5,3)*SV(N5,4)**2
VI4=SV(N4,3)*SV(N4,4)**2
115 NS=0
CIA=CI(J)
INC=NSC(I,J)
DO 116 INC1=INC,NC
CI2=SC(INC1,1)*SC(INC1,3)**2
IF(CI2-CIA)116,117,117
117 IF((ABS(PCT1)/SC(INC1,1).GT.0.75*FY).OR.(ABS(PCT2)/SC(INC1,1).GT.
*0.75*FY)) GC TO 116
CALL CGESB(CI1,CI2,CI3,H1,H2,H3,V1,V2,VI1,VI2,VI3,VI4,CK)
CALL VERSCD(SC(INC1,1),E,FY,H(I),ITE,MA,PCT,Q,SC(INC1,3),SC(INC1,4

```

```

*) , SC(INC1,2),CK,NS)
  IF(NS)116,116,118
118 NS=0
  IF(PCT1)119,119,120
119 IF(MA1-1.18*(1-ABS(PCT1)/(SC(INC1,1)*FY))*SC(INC1,2)*FY)121,121,11
  *6
120 CALL VERSCO(SC(INC1,1),E,FY,H(I),ITE,MA1,PCT1,Q1,SC(INC1,3),SC(INC
  *1,4),SC(INC1,2),CK,NS)
  IF(NS)116,116,121
121 NS=0
  IF(PCT2)123,123,124
123 IF(MA2-1.18*(1-ABS(PCT2)/(SC(INC1,1)*FY))*SC(INC1,2)*FY)125,125,11
  *6
124 CALL VERSCO(SC(INC1,1),E,FY,H(I),ITE,MA2,PCT2,Q2,SC(INC1,3),SC(INC
  *1,4),SC(INC1,2),CK,NS)
  IF(NS)116,116,125
116 CCNTINUE
  C3=0.0
  RETURN
125 NSC(I,J)=INC1
105 CCNTINUE
  GC TO 1
200 DC 202 J=1,N
  P=FVCC(I,J)*1.3
  M1=XMP(J)
  Z1=1.7*MPV(I,J)/FY
  N1=NSV(I,J)+1
  S=0.0
  IF(Z1-M1/FY)203,204,204
203 Z1=M1/FY
204 DO 205 INV=N1,NV
  IF(S-1.0)206,207,207

```

```

206 IF(Z1-SV(INV,1))208,208,205
208 S=1.0
207 CALL VERSVI(SV(INV,3),E,FY,M1,P,SV(INV,4),V(J),SV(INV,1),NS)
    IF(NS-1)205,205,210
205 CCNTINUE
    C3=0.0
    RETURN
210 NSV(I,J)=INV
202 CCNTINUE
    GC TC 2
    1 CCNTINUE
    RETURN
    END

```

PROGRAMA PRINCIPAL

```

REAL M1(50,10),M2(50,10),MC(50),MCI(50,11),MCI1(50,11),MCI2(50,11)
*,MCS(50,11),MCS1(50,11),MCS2(50,11),MP1(50,10),MPV(50,10)
    DIMENSION CD(50),F(50),FH(50),FVCC(50,10),FVH(50),FVHDE(50),FVPA(5
*0),H(50),HC(50,11),HMC(50,10),NSC(50,11),NSD(50),NSV(50,10),PC(50,
*11),PCCC(50,11),PCDEL(50),PCVE(50),PNA(50,11),PNP(50,11),SC(40,4),
*SD(40,2),SV(40,4),V(10),VL(50,10),WA(50,10),WP(50,10)
    COMMON /B1/ CD,NSD
    COMMON /B2/ F
    COMMON /B3/ FH
    COMMON /B4/ FVH,FVHDE
    COMMON /B5/ FVPA
    COMMON /B6/ H
    COMMON /B7/ HC
    COMMON /B8/ HMC
    COMMON /B9/ MCI,MCS
    COMMON /B10/ MPV

```

COMMON /B11/ NSC
COMMON /B12/ NSV
COMMON /B13/ PC
COMMON /B14/ PCDEL,PCVE
COMMON /B15/ PNA,PNF
COMMON /B16/ SC
COMMON /B17/ SD
COMMON /B18/ SV
COMMON /B19/ V
COMMON /B20/ VL
COMMON /B21/ WA,WP
COMMON /B22/ C,C1,C2,C3,DELT,E,FY,ITC,ITE,IVC,M,N,NC,ND,NV,NS
COMMON /B23/ M1,M2
COMMON /B24/ FVCC,MP1
COMMON /B25/ MC11,MC12,MCS1,MCS2
COMMON /B26/ MC
COMMON /B27/ PCCC
C=1.0
C1=1.0
C2=1.0

C
C
C
LEITURA E IMPRESSAO DOS DADOS

C
CALL LERESC

C
C
C
C
CALCULO DAS FORÇAS AXIAIS NAS COLUNAS DEVIDO AO PESO PROPRIO MAIS
A CARGA ACIDENTAL

C
CALL FACDPA

C
C
C
CALCULO DOS MOMENTOS PLASTICOS NAS VIGAS DEVIDO AO PESO PROPRIO
MAIS A CARGA ACIDENTAL

C

CALL MPVDPA

C

C

CALCULO DCS MOMENTOS NAS COLUNAS DEVIDO AO PESO PROPRIO MAIS A CARGA ACIDENTAL

C

C

CALL MCDPA

IF(ITE-2)4,1,2

C

C

CALCULO DAS FORÇAS HORIZONTAIS DE CIZALHAMENTO EM CADA NIVEL DEVIDO A CARGA HORIZONTAL E AO EFEITO P-DELTA

C

1 CALL FAVDVD

C

C

CALCULO DAS FORÇAS AXIAIS NAS COLUNAS DEVIDO A CARGA HORIZONTAL MAIS O EFEITO P-DELTA

C

C

CALL FACDVD

IF(ITC-2)4,6,6

C

C

CALCULO DAS FORÇAS AXIAIS NAS VIGAS DEVIDO AO PESO PROPRIO MAIS A CARGA ACIDENTAL

C

6 CALL FAVDPA

GO TO 4

C

C

CALCULO DAS FORÇAS HORIZONTAIS DE CIZALHAMENTO EM CADA NIVEL DEVIDO A CARGA HORIZONTAL E AO EFEITO P-DELTA

C

C

2 CALL FAVDVD

C

C

CALCULO DCS MOMENTOS PLASTICOS NAS VIGAS DEVIDO A CARGA COMBINADA

```

C      MAIS O EFEITO P-DELT, ASSUMINDO-SE UM DETERMINADO VALOR PARA DELT
C
C      CALL MPVDCO
C
C      CALCULO DOS MOMENTOS NAS COLUNAS DEVIDO A CARGA COMBINADA MAIS O
C      EFEITO P-DELT
C
C      CALL MCDCC
C
C      CALCULO DAS FORÇAS AXIAIS NAS COLUNAS DEVIDO A CARGA HORIZONTAL
C      MAIS O EFEITO P-DELT
C
C      CALL FACDCC
C
C      MONTAGEM DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS VIGAS E DIMENSIONAMENTO
C
4 CALL MCNDVV
   IF(C)8,7,8
7  WRITE(6,9)
9  FORMAT('1',1X,'NÃO EXISTE NA TABELA CADA MATERIAL QUE SATISFACA A
   *UMA DETERMINADA VIGA')
   STCP
C
C      MONTAGEM DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS COLUNAS, E DIMENSIONAMENTO
C
8 CALL MONDDC
   IF(C1)11,10,11
10 WRITE(6,12)
12 FORMAT('1',1X,'NÃO EXISTE NA TABELA CADA MATERIAL QUE SATISFACA A
   *UMA DETERMINADA COLUNA')
   STCP
11 IF(ITE-2)14,16,17

```

17 C3=1.0

C
C
C
C

LIMITACAO DO DESLOCAMENTO RELATIVO DE DOIS ANDARES. VERIFICACAO DA
ESTRUTURA E SEU DIMENSIONAMENTO PELO METODO SIMPLIFICADO.

CALL VERDES

IF(C3)18,18,14

18 WRITE(6,19)

19 FORMAT('1','NAG EXISTE NAS TABELAS DADAS MATERIAL QUE SATISFACA A
*VERIFICACAO FINAL(FORCA HORIZONAL)')

STOP

C
C
C
C

MONTAGEM DOS ESFORÇOS ATUANTES NO CONTRAVENTAMENTO, E DIMENSIONAMEN
TO

16 CALL DIMCON

IF(C2)14,13,14

13 WRITE(6,15)

15 FORMAT('1',1X,'NAG EXISTE NA TABELA CADA MATERIAL QUE SATISFACA A
*UMA DETERMINADA DIAGONAL')

STOP

C
C
C

IMPRESSAO DOS RESULTADOS

14 CALL IMPRES

STOP

END